관리번호

사본번호

서울제물포터널 민간투자사업 건설공사

구 조 계 산 서

[국회대로지하차도 및 상부공원화(1단계-중첩구간) [변경] 실시설계]

- 1구간 - [토목분야] 1/3권

2021. 04.

서울터널주식회사

관 리 번 호

사 본 번 호

국회대로지하차도 및 상부공원화(1단계-중첩구간) (변경)실시설계

구 조 계 산 서

[Ⅰ]

2021. 04.

서울특별시

목 차

I 권

제 1장 지하차도 1-1

1.1 접속슬래브 1-3

1.2 U1~U3(STA.0+285.0) 1-11

1.3 U4~U5(STA.0+325.0) 1-97

1.4 U6(STA.0+345.0) 1-181

1.5 U7(STA.0+365.0) 1-265

1.6 U8(STA.0+385.0) 1-359

1.7 U9~U10(STA.0+425.0) 1-465

1.8 U11(STA.0+445.0) 1-563

1.9 U12(STA.0+465.0) 1-373

1.10 U13(STA.0+485.0) 1-885

1.11 B1(STA.0+510.0) 1-1101

1.12 B2(STA.0+540.0) 1-1281

1.13 B3(STA.0+580.0) 1-1471

1.14 B4(STA.0+620.0) 1-1667

1.15 B5(STA.0+660.0) 1841

II 권

제 1장 지하차도 2-1

1.16 B6(STA.0+679, 본선) 2-3

1.17 B6-1(STA.0+700, 본선) 2-163

1.18 B6-1(STA.0+700.0, 램프) 2-347

1.19 B7(STA.0+740.0, 본선) 2-471

1.20 B7(STA.0+740.0, 램프) 2-655

1.21 B8(STA.0+780.0, 본선) 2-657

1.22 B8(STA.0+780.0, 램프) 2-959

1.23 차량용 피난연결통로 2-1081

1.24 대인용 피난연결통로 2-1191

1.25 개구부 보강거더 2-1355

1.26 부반력 앵커 2-1383

1.27 풍도슬래브 및 브라켓 2-1481

II 권

제 2장 집수정 2-1607

2.1 집수정 단면 2-1609

2.2 점검통로 단면 A-A 2-1805

2.3 점검통로 단면 C-C 2-1921

2.4 점검통로 단면 D-D 2-1949

2.5 점검통로 단면 E-E 2-2067

2.6 점검통로 단면 F-F 2-2095

2.7 보강거더 #1,#2 2-2123

2.8 보강거더 #3,#4 2-2135

2.9 보강거더 #5,#6 2-2147

2.10 집수정 마감벽 2-2159

2.11 집수정 점검통로 마감벽 #1 2-2203

2.12 집수정 점검통로 마감벽 #2 2-2237

2.13 집수정 점검통로 마감벽 #3 2-2271

2.14 내부계단 및 월류벽 2-2301

III권

제 3장 가시설공

3-1 1차시공가시설 3-1

3-1.1 TYPE-01(STA.0+224.0 ~ 0+324.0) 3-3

3-1.2 TYPE-02(STA.0+324.0 ~ 0+362.0) 3-33

3-1.3 TYPE-03(STA.0+362.0 ~ 0+382.0) 3-91

3-1.4 TYPE-04(STA.0+382.0 ~ 0+443.5) 3-143

3-1.5 TYPE-05(STA.0+443.5 ~ 0+463.0) 3-197

3-1.6 TYPE-06(STA.0+463.0 ~ 0+484.5) 3-251

3-1.7 TYPE-07(STA.0+484.5 ~ 0+509.5) 3-315

3-1.8 TYPE-08(STA.0+509.5 ~ 0+539.5) 3-375

3-1.9 TYPE-09(STA.0+539.5 ~ 0+560.0) 3-451

3-1.10 TYPE-10(STA.0+560.0 ~ 0+580.0) 3-527

3-1.11 TYPE-11(STA.0+580.0 ~ 0+600.0) 3-607

3-1.12 TYPE-12~12-1(STA.0+600.0 ~ 0+619.0) 3-689

3-1.13 TYPE-13(STA.0+619.0 ~ 0+625.0) 3-869

3-1.14 TYPE-13-1(STA.0+625.0 ~ 0+632.2) 3-963

3-1.15 TYPE-13-2(STA.0+632.2 ~ 0+644.5) 3-1041

3-1.16 TYPE-14(STA.0+644.5 ~ 0+657.5) 3-1137

3-1.17 TYPE-15(STA.0+657.5 ~ 0+683.5) 3-1229

3-1.18 TYPE-16(STA.0+683.5 ~ 0+701.0) 3-1335

3-1.19 TYPE-17(STA.0+701.0 ~ 0+720.0) 3-1469

3-1.20 TYPE-18(좌,우)(STA.0+720.0 ~ 0+737.0) 3-1577

3-1.21 TYPE-19(STA.0+737.0 ~ 0+751.5) 3-1797

3-1.22 TYPE-20(STA.0+751.5 ~ 0+769.5) 3-1917

3-1.23 TYPE-21(STA.0+769.5 ~ 0+780.15) 3-2037

3-1.24 TYPE-21(갱문-사버팀보) 3-2163

3-1.25 TYPE-막이벽 3-2297

Ⅲ권

제 3장 가시설공 3-2361

3-2 2차시공가시설 3-2361

3-2.1 TYPE-16(STA.0+683.5 ~ 0+701.0) 3-2363

3-2.2 TYPE-17(STA.0+701.0 ~ 0+720.0) 3-2389

3-2.3 TYPE-18(STA.0+720.0 ~ 0+737.7) 3-2437

3-2.4 TYPE-19(STA.0+737.7 ~ 0+751.5) 3-2479

3-2.5 TYPE-20(STA.0+751.5 ~ 0+769.5) 3-2521

3-2.6 TYPE-21(STA.0+769.5 ~ 0+780.150) 3-2563

3-3 광역상수관 매달기 3-2605

3-3.1 A.상수관매달기(지간4.0m) 3-2607

3-3.2 A.상수관매달기(지간4.5m) 3-2615

3-3.3 B.상수관매달기(곡관보호공) 3-2623

제 4장 수리계산서 3-2631

4.1 집수정 용량 계산서 3-2633

4.2 초기우수처리시설 용량 계산서 3-2641

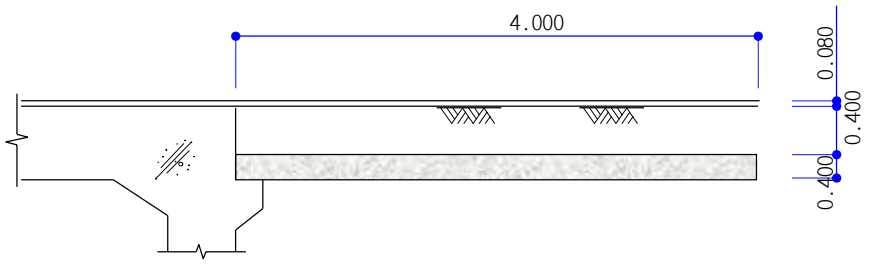
제1장 지하차도

1.1 접속슬래브
1.2 U1~U3(STA.0+285.0)
1.3 U4~U5(STA.0+325.0)
1.4 U6(STA.0+345.0)
1.5 U7(STA.0+365.0)
1.6 U8(STA.0+385.0)
1.7 U9~U10(STA.0+425.0)
1.8 U11(STA.0+445.0)
1.9 U12(STA.0+465.0)
1.10 U13(STA.0+485.0)
1.11 B1(STA.0+510.0)
1.12 B2(STA.0+540.0)
1.13 B3(STA.0+580.0)
1.14 B4(STA.0+620.0)
1.15 B5(STA.0+660.0)
1.16 B6(STA.0+679.0, 본선)
1.17 B6-1(STA.0+700.0, 본선)
1.18 B6-1(STA.0+700.0, 램프)
1.19 B7(STA.0+740.0, 본선)
1.20 B7(STA.0+740.0, 램프)
1.21 B8(STA.0+780.0, 본선)
1.22 B8(STA.0+780.0, 램프)
1.23 차량용 피난연결통로
1.24 대인용 피난연결통로
1.25 개구부 보강거더
1.26 부반력 앵커
1.27 풍도슬래브 및 브라켓
1.28 지하차도 입구 마감벽

1.1 접속슬래브

접속 슬래브 설계

(1) 단면가정 및 설계조건



γa = 23.500 kN/㎥ (아스콘 표층의 단위중량)
γs = 19.000 kN/㎥ (포장층의 단위중량)
γc = 25.000 kN/㎥ (철근 콘크리트의 단위중량)

1) 접속슬래브 설계 지간

: 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 한 단순보로 계산하여도 좋다.

Lp = 0.7 × 4.000 = 2.800 m

2) 고정하중에 의한 단면력

① 등분포 고정하중

W1 = 0.080 × 23.50 = 1.880 kN : 접속판 위 포장
W2 = 0.400 × 19.00 = 7.600 kN : 접속판 위 포장층
W3 = 0.400 × 25.00 = 10.000 kN : 접속판 자중

② 고정하중에 의한 단면력

Vd = (1.880 + 7.600 + 10.000) × 2.800 / 2 = 27.272 kN
Md = (1.880 + 7.600 + 10.000) × 2.800 ² / 8 = 19.090 kN·m

3) 활하중에 의한 단면력 (DB - 24 하중을 재하한다)

③ 활하중에 의한 단면력

i = 15 / (40 + L) ≤ 0.3 i = 0.300

P = 2 × 96.000 × (1 + i) / { 3 × (0.2 + 2D) }
= 2 × 96.000 × (1 + 0.300) / { 3 × (0.2 + 2 × 0.480) }
= 71.724 kN
Vl = P / 2 = 35.862 kN
Ml = P * L / 4 /E = 50.207 kN·m

4) 하중 조합

구 분	사용하중			계수하중		
	계수	Vo (kN)	Mo (kN·m)	계수	Vu (kN)	Mu (kN·m)
고정하중	1.0	27.272	19.090	1.30	35.454	24.818
활하중	1.0	35.862	50.207	2.15	77.103	107.945
계		63.134	69.297		112.557	132.762

(2) 단면검토

설계기준강도	f_{ck} =	24	MPa	부재폭	b_w =	1000	mm
인장철근항복강도	f_y =	300	MPa	부재의 총두께	h =	400	mm
전단철근항복강도	f_{ys} =	300	MPa	유효높이	d =	300	mm
계수 모멘트	M_u =	132.762	kN·m	휨강도 감소계수	ϕ_f =	0.85	
계수 전단력	V_u =	112.557	kN	전단강도 감소계수	ϕ_s =	0.75	
콘크리트 피복	d' =	100	mm	유효길이계수	β_1 =	0.85	

T = As · fy = 2292.000 × 300 = 687600
C = 0.85 · fck · a · = 0.85 × 24 × a × 1000 = 20400 × a
T = C 이므로, a = 33.706 mm , c = a / β = 33.706 ÷ 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300 ÷ 200000 = 0.002
εt = 0.003 · (dt - c) / c = 0.003 × (300 - 39.654) / 39.654 = 0.0197

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다. ☞ O.K

a = $_s$ · f_y / (0.85 · f_{ck} · b … ①
M_u = ϕ · A_s · f_y (d - a / 2)… ② ①을 ②에 대입하면
f_y^2 / (1.7 · f_{ck} · b) A_s^2 - d · f_y · A_s + M_u / ϕ → · A_s^2 + B · A_s + C =… ③
③을 근의공식에 대입하여 A_s를 구한다.
여기서,
A = f_y^2 / (1.7 · f_{ck} = 2.205882353
B = - d · fy = -90000
C = M_u / ϕ = 156190752.9 $A_{s,req}$ = 1816.310 ㎟

① 최소 철근량

균형철근비 (ρ_b)	= 0.85 · β_1 · f_{ck} / f_y · 600 / (600 + f_y)	= 0.0385333	
최대철근비 (ρ_{max})	= 0.714 · ρ_b	= 0.0275128	
최소철근비 (ρ_{min})	= MAX [(0.25 · √ f_{ck} / f_y) , (1.4 / fy)]	= 0.0046667	
최소 철근 A_{smin1}	= (1.4/fy) b · d	= 1400	㎟
온도 철근 A_{smin2}	= 0.002 · b · d	= 600	㎟
∴ 최소철근 A_{smin}	=	= 1816.31	㎟
4/3 · A_s		= 2421.75	㎟

② 사용 철근량

사용 철근량 $A_{s,use}$ 1단 = D 19 @ 125 = 2292 ㎟ ∴ 총 사용 철근량 = 2292 ㎟
2단 = D 0 @ 125 = 0 ㎟

사용철근비 (ρ) = A_s / b · d = 0.00764

ρmin ≤ ρuse ≤ ρmax ☞ O.K

③ 공칭모멘트 검토

a = A_s · f_y / (0.85 · f_{ck} · b) = 33.706 mm
ϕ · M_n = ϕ · A_s · f_y (d - a / 2) = 1.655E+08 N·㎜ = 165.49 kN·m
ϕ · M_n = 165.49 kN·m > M_u = 132.76 kN·m ☞ O.K

④ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.8 ·1/6 · √fck · b · d = 195.96 kN

ΦVc = 195.96 kN > V_u = 112.56 kN ∴ ϕVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

(3) 사용성 검토

설계기준강도	f_{ck}	=	24	MPa	부재폭	b_w	=	1000 mm
철근탄성계수	Es	=	200000	MPa	부재의 총두께	h	=	400 mm
콘크리트탄성계수	Ec	=	26965	MPa	유효높이	d	=	300 mm
탄성계수비	n	=	7.42	kN · m	사용철근량	As	=	2292 mm^2
콘크리트 피복	d'	=	100	mm	사용하중모멘트	M_o	=	69.30 kN · m

· 주철근응력의 제한에 의한 검토

Mo = 69.30 kN · m = 6.930E+07 N · mm

$\rho = A_s / (b \cdot d) =$ 0.00764

$k = -n \cdot \rho + \sqrt{ \{ 2n \cdot \rho + (n \cdot \rho)^2 \} } =$ 0.2847 , $j = 1 - k / 3 =$ 0.9051

$\therefore f_s = / (\rho \cdot j \cdot b \cdot d^2 =$ 111.35 MPa < $0.6 f_y =$ 180 MPa ☞ O.K

· 철근 중심간격에 의한 균열검토

Cc = 피복두께 - 사용철근지름 / 2 = 90.5

s = 375 · (210 / fs) - 2.5 · Cc = 480.99

s = 300 · (210 / fs) = 565.79

MIN → 480.99

∴ s = 480.99 mm > 125 mm ☞ O.K

· 사용하중에 의한 균열폭 계산

A = 2 · d' · b / N = 25000 mm^2 , $y_1 = h - k \cdot d - d' =$ 214.58457 mm

R = y_2 / y_1 = 1.466 , $y_2 = ı - k \cdot d =$ 314.58457 mm

$w = 1.08 \cdot R \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{ (d' \cdot A) } \cdot 10^{-5} =$ 0.23927 mm

$w_a = 0.006 \quad t_c = 0.006 \times 90.5 =$ 0.54 mm

$w_a =$ 0.40 mm

MAX → 0.54

∴ w = 0.24 mm < $w_a =$ 0.54 mm ☞ O.K

(4) 철근 배치

- 압축측 주철근

사용철근량 : D 19 @ 250 = 1146 mm^2

D 0 @ 0 = 0 mm^2

∴ 총 사용 철근량 = 1146 mm^2 ≥ 인장주철근/3 (= 764 mm^2) ☞ O.K

- 인장철근측의 배력철근

사용철근량 : D 13 @ 150 = 844.67 mm^2

D 0 @ 0 = 0 mm^2

∴ 총 사용 철근량 = 844.67 mm^2 ≥ 인장주철근/4 (= 573 mm^2) ☞ O.K

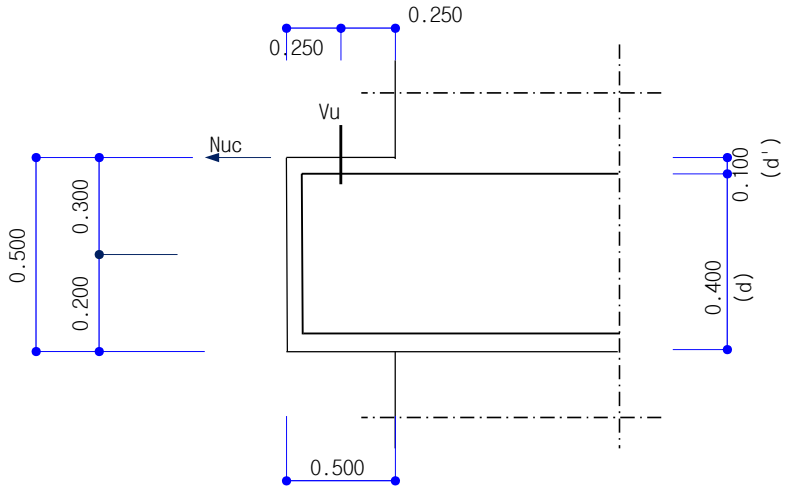
- 압축철근측의 배력철근

사용철근량 : D 13 @ 150 = 844.67 mm^2

D 0 @ 0 = 0 mm^2

∴ 총 사용 철근량 = 844.67 mm^2 ≥ 인장측 배력철근/2 (= 422 mm^2) ☞ O.K

14.2 BRACKET 설계



* 접속슬래브와 BRACKET의 연결은
Dowel-BAR에 의한 'HINGE' 연결로
접속 슬래브의 반력을 외력으로 설계.

(1) 전제 조건

① av / d ≤ 1.0
: 0.250 / 0.400 = 0.625 ≤ 1.0 ∴ Bracket으로 설계

② 지압면의 외단에서 깊이는 0.5d 이상
: 0.300 mm ≥ 0.5 × 0.400 = 0.200 ☞ O.K

③ 모든 강도 감소계수 → Φ = 0.80

④ Vu = Φ Vn

(2) 작용하중 산정 (접속슬래브 계산 참조)

· 자중 : Vsw = 0.500 × 0.500 × 25.000 = 6.250 kN
· 고정하중 : Vsd = 6.250 + 27.272 = 33.522 kN
· 활하중 (DB-24) : Vl = 35.862 kN
· 계수전단력 : Vu = 1.3 D + 2.15 = 120.682 kN

(3) 전단 강도에 의한 철근량 계산

① 단면제원 및 설계조건

설계기준강도	f_{ck} =	24	MPa	부재폭	b_w =	1000	mm
철근항복강도	f_y =	300	MPa	부재의 총두께	h =	500	mm
콘크리트 피복	d' =	100	mm	유효높이	d =	400	mm
외단 깊이	H =	500	mm	계수 전단력	V_u =	120.682	kN

② 설계 단면력 산정
Vu = 120.682 kN
Nuc = 0.2 × 120.682 = 24.136 kN
Mu = Vu · av + Nuc · (h - d) = 32.584 kN·m

③ 전단마찰철근 (Avf) 의 설계
전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우,
Vn , max ≤ Min(0.2 · fck·b·d, 5.6 · b·d)
≤ Min(1920.000 , 2240.000) = 1920.000 kN
Φ · Vn , max = 0.80 × 1920.000
= 1536.000 kN ≥ Vu (= 120.682 kN) ☞ O.K

Avf = Vu / (Φ · fy · μ) = 359 mm² (μ = 1.4 · λ , λ = 1.0 : 일체로 친 콘크리트)

④ 휨모멘트 철근 (Af) 의 설계

Mu = 32.584 kN·m

Mu / Φ = As · fy · (d − a … ① a = As · fy / (0.85 · fck … ②

fy^2 / (1.7 · fck · b) As^2 − d · fy · As + Mu / ϕ = 0 → · As^2 + B · As + C = … ③

③을 근의공식에 대입하여 A_s를 구한다.

여기서,

A = fy^2 / (1.7 · fc = 2.205882353

B = − d · fy = −120000

C = Mu / Φ = 40730141.25

Af = 341.5624189 ㎟(계산에 의한 요구량)

⑤ 수평인장철근 (An) 의 설계

Nuc = 24.136 kN

An = Nuc / (Φ · fy) = 101 ㎟

⑥ 주인장철근 (As) 의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An) 과 (2 · Avf / 3 + An) 중 큰 값을 취함.

As,req = Max (442 , 340) = 442 ㎟

As,min = 0.04 · (fck / fy) · b · d = 1,280 ㎟ → MAX (1,280 ㎟)

사용 철근량 $A_{s,use}$ = D 19 @ 125 = 2292 ㎟

∴ 총 사용 철근량 = 2292 ㎟ ≥ 1,280 ㎟ ☞ O.K

⑦ 폐쇄스터럽, 띠철근 (Ah) 의 산정

Ah = 0.5 · (As − An) = 0.5 × (2,292 − 101) = 1,096 ㎟

사용 철근량 $A_{s,use}$ = H 19 @ 250 = 1146 ㎟(1 단)

∴ 총 사용 철근량 = 1146 ㎟ ≥ 1,096 ㎟ ☞ O.K

철근의 배치범위 : 2/3·d = 2/3 × 400 = 267 ㎜ 구간에 1 단 설치

1.2 U1~U3(STA.0+285.0)

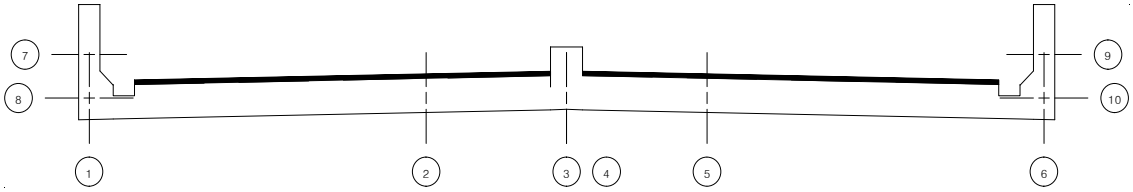
U형 암거 구조계산서

▣ STA. 0K+285.000 (BLOCK3 : 단면 C-C)
▣ 토 피(FH) = -0.55 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 2 련
(내공 : 2@(8.45M × 1.056M), 사각 : 90°)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 부력검토
5. 해석모델 및 단면제원(상시)
6. 해석모델 및 단면제원(지진시)
7. 지반반력계수(상시)
8. 지반반력계수(지진시)
9. 하중계산(상시)
10. 하중계산(지진시)
11. 하중재하도(상시)
12. 하중재하도(기능수행)
13. 하중재하도(붕괴방지)
14. 하중계수 및 하중조합
15. INPUT DATA(상시)
16. INPUT DATA(기능수행)
17. INPUT DATA(붕괴방지)
18. OUTPUT DATA(상시)
19. OUTPUT DATA(기능수행)
20. OUTPUT DATA(붕괴방지)
21. 단면력정리
22. 단면검토 및 철근량 산정
23. 수평철근 검토
24. 절점부 검토
25. 사용성 검토
26. STM-우각부
27. 기초 지지력 검토
28. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qa(kN)	비 고
잡석기초	51.575	543.62	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
잡석기초	87.383	304.683	3.487	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	583	11.56	197.99	58.32	H13 - 8.0EA	1013.60	17.13
		측구부	2	1000	320	12.67	54.38	116.83	H13 - 4.0EA	506.80	4.29
		중앙부	3	1000	520	46.84	176.16	266.15	H13 - 8.0EA	1013.60	3.76
		우측	4	1000	520	48.02	176.16	272.84	H13 - 8.0EA	1013.60	3.67
	2경간	좌측	5	1000	520	48.02	176.16	272.84	H13 - 8.0EA	1013.60	3.67
		중앙부	6	1000	520	46.84	176.16	266.15	H13 - 8.0EA	1013.60	3.76
		측구부	7	1000	320	12.67	54.38	116.83	H13 - 4.0EA	506.80	4.29
		우측	8	1000	583	11.55	197.99	58.30	H13 - 8.0EA	1013.60	17.14
좌측벽체	1층	중앙부	9	1000	300	1.75	100.34	17.20	H13 - 8.0EA	1013.60	57.23
		하부	10	1000	383	5.84	129.06	44.88	H13 - 8.0EA	1013.60	22.09
우측벽체	1층	중앙부	11	1000	300	1.75	100.34	17.19	H13 - 8.0EA	1013.60	57.24
		하부	12	1000	383	5.84	129.06	44.87	H13 - 8.0EA	1013.60	22.09

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			주철근 20%		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1200.0	1267.0	O.K	202.7	845.1	O.K
		측구부	2	1200.0	1267.0	O.K	101.4	421.9	O.K
		중앙부	3	1200.0	1266.6	O.K	202.7	844.7	O.K
		우측	4	1200.0	1267.4	O.K	202.7	422.3	O.K
	2 경간	좌측	5	1200.0	1267.4	O.K	202.7	422.3	O.K
		중앙부	6	1200.0	1266.6	O.K	202.7	844.7	O.K
		측구부	7	1200.0	1267.0	O.K	101.4	421.9	O.K
		우측	8	1200.0	1267.0	O.K	202.7	845.1	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	9	800.0	845.1	O.K	202.7	421.9	O.K
		하부	10	800.0	845.1	O.K	202.7	421.9	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	11	800.0	845.1	O.K	202.7	421.9	O.K
		하부	12	800.0	845.1	O.K	202.7	421.9	O.K

■ 전단철근 검토

구 분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	324.8	19.6	578.16	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	3	337.8	13.2	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	4	337.8	7.0	601.29	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
	2 경간	좌측	5	337.8	7.0	601.29	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	6	337.8	13.2	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	8	324.8	19.6	578.16	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	9	194.9	6.5	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	10	194.9	7.7	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	11	194.9	6.5	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	12	194.9	7.7	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	583	H13 - 8.0EA	125	5044.353	O.K	40.355
		측구부	2	320	H13 - 4.0EA	250	1076.845	O.K	4.307
		중앙부	3	520	H13 - 8.0EA	125	942.059	O.K	7.536
		우측	4	520	H13 - 8.0EA	125	898.229	O.K	7.186
	2경간	좌측	5	520	H13 - 8.0EA	125	898.229	O.K	7.186
		중앙부	6	520	H13 - 8.0EA	125	942.059	O.K	7.536
		측구부	7	320	H13 - 4.0EA	250	1076.845	O.K	4.307
		우측	8	583	H13 - 8.0EA	125	5046.050	O.K	40.368
좌측벽체	1층	중앙부	9	300	H13 - 8.0EA	125	19640.553	O.K	157.124
		하부	10	383	H13 - 8.0EA	125	6311.697	O.K	50.494
우측벽체	1층	중앙부	11	300	H13 - 8.0EA	125	19649.797	O.K	157.198
		하부	12	383	H13 - 8.0EA	125	6313.768	O.K	50.510

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- U형 암거 (내공 : 2@(8.45M × 1.056M), 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 : I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 : I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sd
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

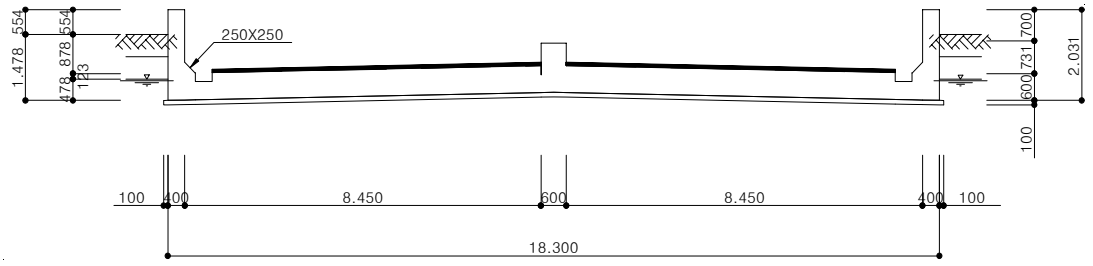
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 콘크리트 구조기준.해설 : 한국콘크리트학회(2012)
- 도로교 설계기준 : 건설교통부(2005)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


554
554
1.478
878
478
123
250X250
700
731
600
100
2.031
100
400
8.450
600
8.450
400
100
18.300

4. 부 력 검 토

4.1 시공중 부력검토 (지하수위:G.L -6.1m) **∴ 시공중부력검토 불필요** :지하수위가 구조물 아래에위치

4.2 완공후 부력검토 (지하수위:G.L -6.1m) **∴ 시공중부력검토 불필요** :지하수위가 구조물 아래에위치

4.3 완공후 부력검토 (극한수위:G.L -1.0m)

: 부력에 대한 안전률 Fs = 1.05 (R/B)

부력에 대한 안정계산시 구체자중과 측면마찰력, 부상방지턱 작용하중만을 고려

1) 구체자중

- 하부슬래브	:	18.300 × 0.600 × 25.0	=	274.500	kN/m
- 벽체1	:	0.400 × 1.431 × 25.0	=	14.310	kN/m
- 벽체2	:	0.400 × 1.431 × 25.0	=	14.310	kN/m
- 헌치 1	:	0.250 × 0.250 × 1/2 × 2EA × 25.0	=	1.563	kN/m
		∴ Σ	=	304.683	kN/m

3) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=구조물높이+토피고-지하수위)

= 18.300 × 0.478 × 10.000

= 87.383 kN/m

4) 안정검토

R = 304.683 kN/m

Fs = R / U

= 304.683 / 87.383

= 3.487 > 1.050 ∴O.K

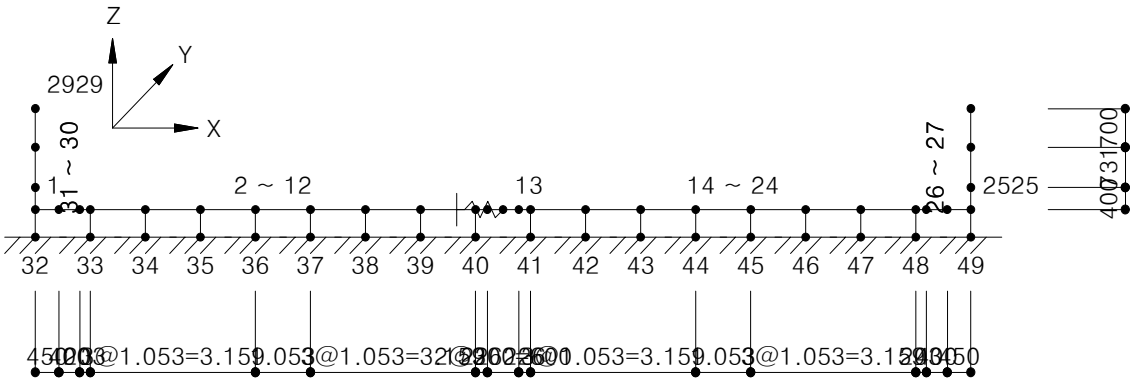
5. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

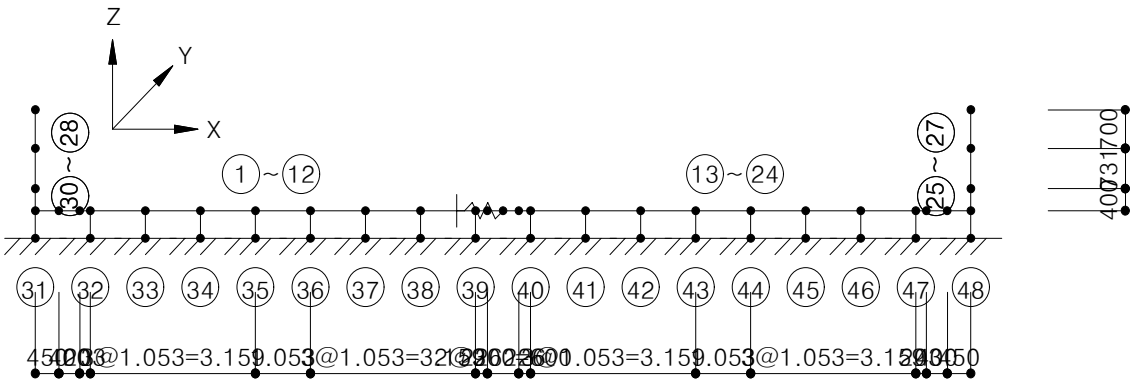
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1,3~10,15~22,24
2	0.400 × 1.000	= 0.400	0.00533	2,23,25~30

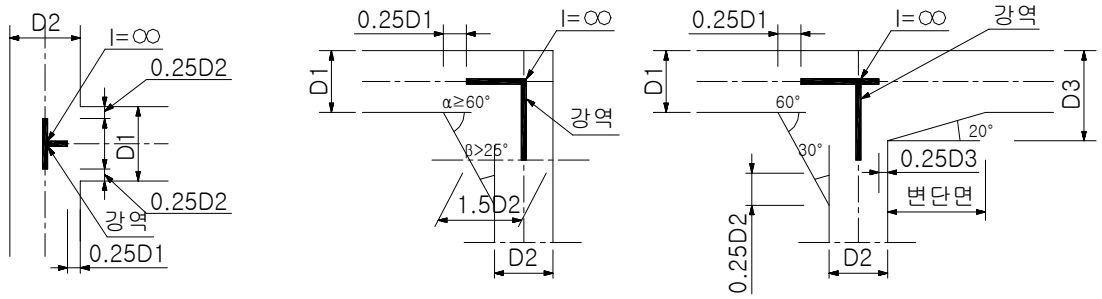
NO	Section(Tapper)	부 재
3	SEC 1 ~ 2	11,13
4	SEC 2 ~ 1	12,14

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	26	17.900	0.900
2	0.450	0.500	27	17.900	1.631
3	0.850	0.500	28	17.900	2.331
4	1.053	0.500	29	0.000	2.331
5	2.106	0.500	30	0.000	1.631
6	3.159	0.500	31	0.000	0.900
7	4.212	0.500	32	0.000	0.000
8	5.265	0.500	33	1.053	0.000
9	6.318	0.500	34	2.106	0.000
10	7.371	0.500	35	3.159	0.000
11	8.424	0.500	36	4.212	0.000
12	8.650	0.500	37	5.265	0.000
13	8.950	0.500	38	6.318	0.000
14	9.250	0.500	39	7.371	0.000
15	9.476	0.500	40	8.424	0.000
16	10.529	0.500	41	9.476	0.000
17	11.582	0.500	42	10.529	0.000
18	12.635	0.500	43	11.582	0.000
19	13.688	0.500	44	12.635	0.000
20	14.741	0.500	45	13.688	0.000
21	15.794	0.500	46	14.741	0.000
22	16.847	0.500	47	15.794	0.000
23	17.050	0.500	48	16.847	0.000
24	17.450	0.500	49	17.900	0.000
25	17.900	0.500			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 400 / 2 + 250 - (600 × 250) / (2 × 250) = 150 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 250 - (400 × 250) / (2 × 250) = 350 mm

(3) 25 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(4) 25 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(5) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(6) 300788441 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 400 / 2 + 250 - (600 × 250) / (2 × 250) = 150 mm

(7) 300788441 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 250 - (400 × 250) / (2 × 250) = 350 mm

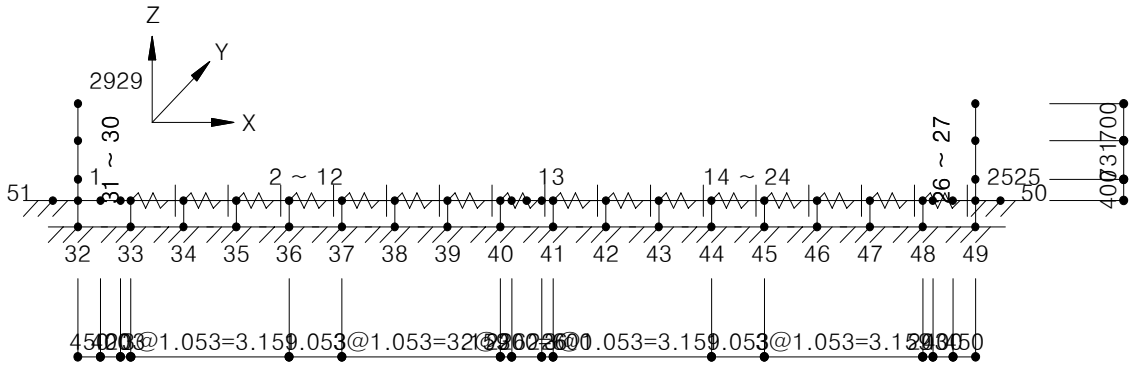
6. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

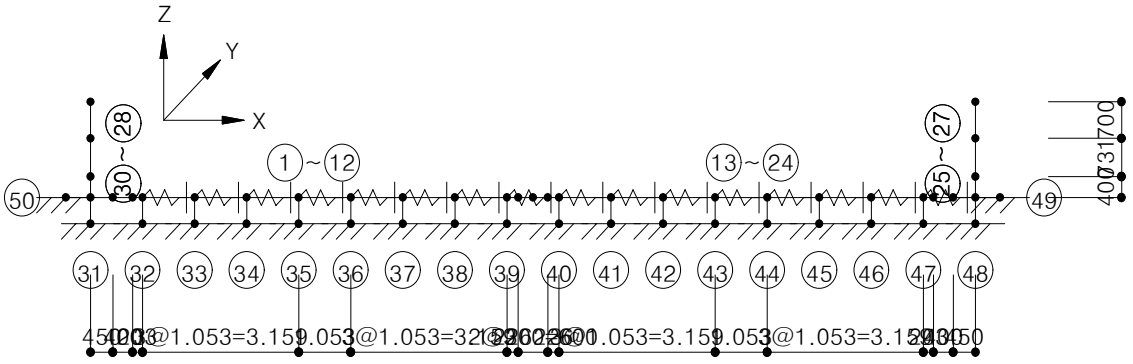
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1,3~10,15~22,24
2	0.400 × 1.000	= 0.400	0.00533	2,23,25~30

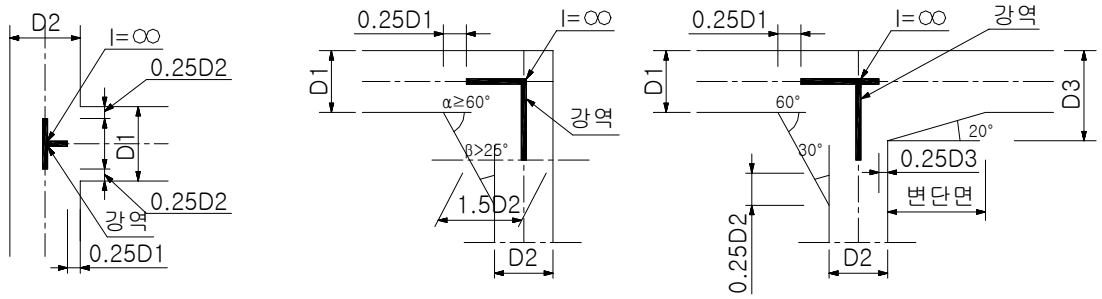
NO	Section(Tapper)	부 재
3	SEC 1 ~ 2	11,13
4	SEC 2 ~ 1	12,14

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.500	0.500	27	18.400	1.631
2	0.950	0.500	28	18.400	2.331
3	1.350	0.500	29	0.500	2.331
4	1.553	0.500	30	0.500	1.631
5	2.606	0.500	31	0.500	0.900
6	3.659	0.500	32	0.500	0.000
7	4.712	0.500	33	1.553	0.000
8	5.765	0.500	34	2.606	0.000
9	6.818	0.500	35	3.659	0.000
10	7.871	0.500	36	4.712	0.000
11	8.924	0.500	37	5.765	0.000
12	9.150	0.500	38	6.818	0.000
13	9.450	0.500	39	7.871	0.000
14	9.750	0.500	40	8.924	0.000
15	9.976	0.500	41	9.976	0.000
16	11.029	0.500	42	11.029	0.000
17	12.082	0.500	43	12.082	0.000
18	13.135	0.500	44	13.135	0.000
19	14.188	0.500	45	14.188	0.000
20	15.241	0.500	46	15.241	0.000
21	16.294	0.500	47	16.294	0.000
22	17.347	0.500	48	17.347	0.000
23	17.550	0.500	49	18.400	0.000
24	17.950	0.500	50	18.900	0.500
25	18.400	0.500	51	0.000	0.500
26	18.400	0.900			

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 400 / 2 + 250 - (600 × 250) / (2 × 250) = 150 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 250 - (400 × 250) / (2 × 250) = 350 mm

(3) 25 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(4) 25 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(5) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(6) 300788361 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 400 / 2 + 250 - (600 × 250) / (2 × 250) = 150 mm

(7) 300788361 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 250 - (400 × 250) / (2 × 250) = 350 mm

7. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 9000.00 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(18.300 × 18.300) = 18.30 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 9000 = 30000.00 kN/m³

Kv = 30000.000 × (18.300 / 0.3)$^{-3/4}$ = 1374.43 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.400/2 + 1.053/2) = 998 kN/m	1,25
Kv2	Kv x (1.053/2 + 1.053/2) = 1447 kN/m	4~11,15~22
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	13

7. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 4

Eo = 9000.00 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(18.300 × 18.300) = 18.30 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 4 × 9000 = 120000.00 kN/m³

Kv = 120000.0 × (18.300 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 5497.74 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.400/2 + 1.053/2) = 3994 kN/m	1,25
Kv2	Kv x (1.053/2 + 1.053/2) = 5789 kN/m	4~11,15~22
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	13

8. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 2

Eo = 9000.00 kN/m²

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트질 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(18.300 × 18.300) = 18.300 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kv = 60000.000 × (18.300 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 2748.87 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 2748.870 = 916.29 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(1.478 × 1.478) = 1.478 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (1.478 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 18148.74 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 18148.740 = 6049.58 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트질 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(1.478 × 1.478) = 1.478 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (1.478 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 18148.74 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 18148.740 = 6049.58 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.053/2 + 1.053/2) = 2894 kN/m	4~11,15~22
Ksb1	Ksb x (1.053/2 + 1.053/2) = 965 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.400/2 + 1.053/2) = 1997 kN/m	1,25
Ksb1	Kh x (1.831/2 + 0.600/2) = 22060 kN/m	

8. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 8

Eo = 9000.00 kN/m²

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트질 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(18.300 × 18.300) = 18.300 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 8 × 9000.0 = 240000.00 kN/m³

Kv = 240000.0 × (18.300 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 10995.48 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 10995.48 = 3665.16 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(1.478 × 1.478) = 1.478 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 8 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (1.478 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 18148.74 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 18148.740 = 6049.58 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트질 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(1.478 × 1.478) = 1.478 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 240000.00 kN/m³

Kh = 240000.0 × (1.478 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 72594.96 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 72597.96 = 24198.32 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.053/2 + 1.053/2) = 11576 kN/m	4~11,15~22
Ksb1	Ksb x (1.053/2 + 1.053/2) = 3860 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.400/2 + 1.053/2) = 7988 kN/m	1,25
Ksb1	Kh x (1.831/2 + 0.600/2) = 88240 kN/m	

9. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1	= 0.146 × 23.000 × 0.500	= 1.685 kN/m²
Wh2	= 1.685 + 0.353 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.378 × 19.000 × 0.500	= 9.336 kN/m²
Wh4	= 9.336 + 0.400 × 19.000 × 0.500	= 13.136 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1	= 0.146 × 23.000 × 0.500	= 1.685 kN/m²
Wh2	= 1.685 + 0.353 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.378 × 19.000 × 0.500	= 9.336 kN/m²
Wh4	= 9.336 + 0.123 × 19.000 × 0.500	= 10.500 kN/m²
Wh5	= 10.500 + 0.278 × 10.000 × 0.500	= 11.887 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

Ww1	= 0.278 × 10.000	= 2.775 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww2	= (1.478 - 1.000) × 10.000	= 4.775 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

10. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	=	뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	=	뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	=	벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	=	벽면마찰각	:	0.000°
kh	=	설계수평진도	:	0.154
Θ	=	tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	8.755

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.436

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	=	뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	=	뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	=	벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	=	벽면마찰각	:	0.000°
kh	=	설계수평진도	:	0.063
Θ	=	tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	3.605

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.372

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1	=	0.146 × 23.000 × 0.436	=	1.469 kN/m²
Wh2	=	1.469 + 0.353 × 23.000 × 0.436	=	5.014 kN/m²
Wh3	=	5.014 + 0.378 × 19.000 × 0.436	=	8.141 kN/m²
Wh4	=	8.141 + 0.400 × 19.000 × 0.436	=	11.455 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

Wh1	=	0.146 × 23.000 × 0.372	=	1.253 kN/m²
Wh2	=	1.253 + 0.353 × 23.000 × 0.372	=	4.278 kN/m²
Wh3	=	4.278 + 0.378 × 19.000 × 0.372	=	6.946 kN/m²
Wh4	=	6.946 + 0.400 × 19.000 × 0.372	=	9.773 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1	= 0.146 × 23.000 × 0.436	= 1.469 kN/m²
Wh2	= 1.469 + 0.353 × 23.000 × 0.436	= 5.014 kN/m²
Wh3	= 5.014 + 0.378 × 19.000 × 0.436	= 8.141 kN/m²
Wh4	= 8.141 + 0.123 × 19.000 × 0.436	= 9.156 kN/m²
Wh5	= 9.156 + 0.278 × 10.000 × 0.436	= 10.366 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

Wh1	= 0.146 × 23.000 × 0.372	= 1.253 kN/m²
Wh2	= 1.253 + 0.353 × 23.000 × 0.372	= 4.278 kN/m²
Wh3	= 4.278 + 0.378 × 19.000 × 0.372	= 6.946 kN/m²
Wh4	= 6.946 + 0.123 × 19.000 × 0.372	= 7.812 kN/m²
Wh5	= 7.812 + 0.278 × 10.000 × 0.372	= 8.844 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.600×25.000×0.063 = 0.945	fb = 0.600×25.000×0.154 = 2.310

② 측벽

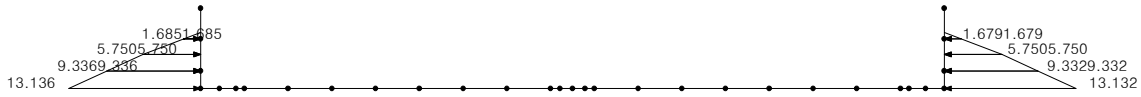
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f1 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540
f2 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f2 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540
f3 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f3 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540
f4 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f4 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540

11. 하 중 재 하 (상시)

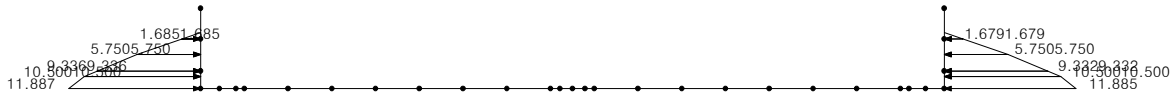
1) CASE1 - 구체자중(SW)

2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)

3) CASE3 - 양토압 : 지하수無(SOILB)

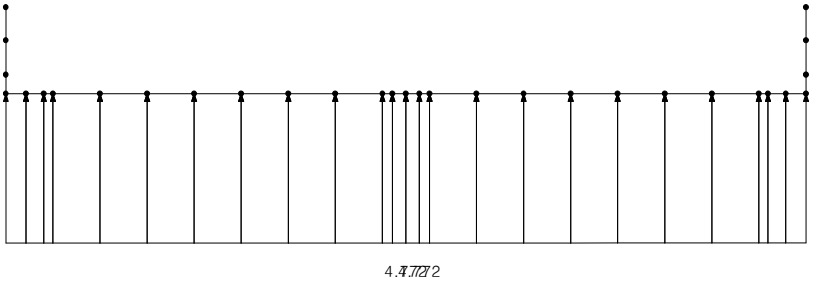


4) CASE4 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



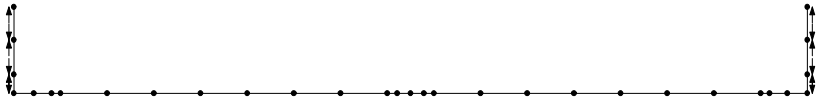
5) CASE5 - 수평수압(WATERH)

6) CASE6 - 부력(BUOYANCY)



7) CASE7 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)

8) CASE8 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)



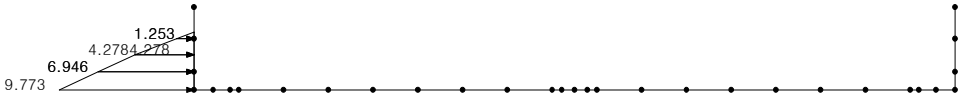
9) CASE9 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

12. 하중 재하 (기능수행)

1) CASE1 - 구체자중(SW)

2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)

3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



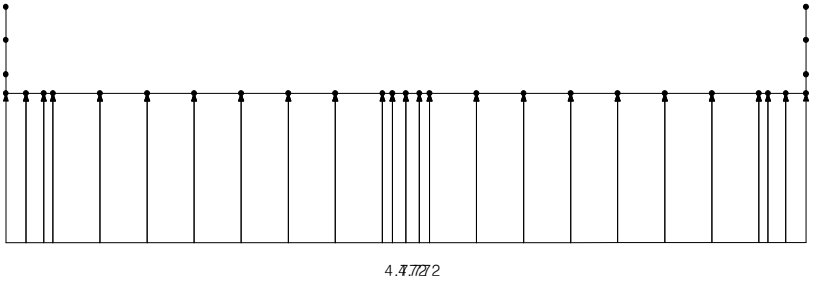
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)

5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)

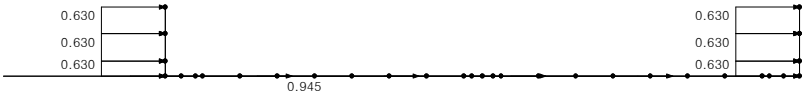
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)

7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

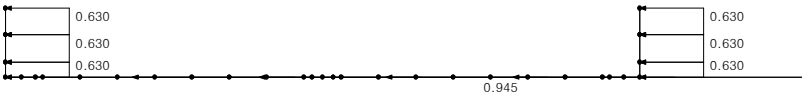
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

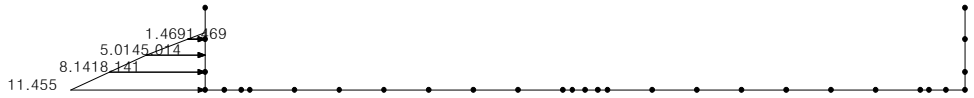


13. 하중 재하 (붕괴방지)

1) CASE1 - 구체자중(SW)

2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)

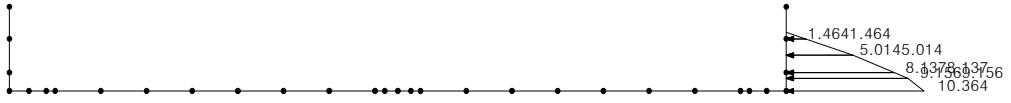
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)

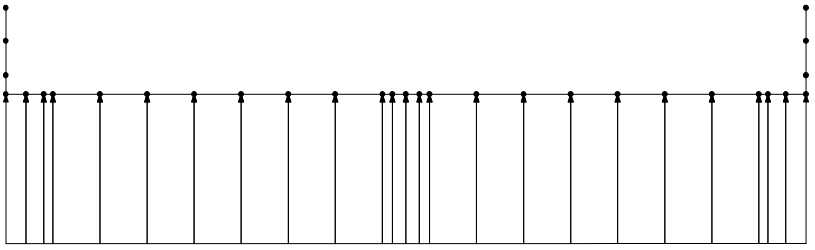
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)

6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)

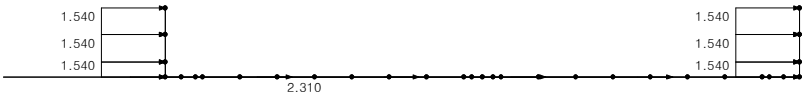


7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

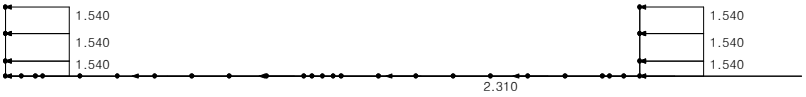
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



14. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.553 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

15. INPUT DATA (상시)

```
; ACulvert SAP2000 데이터파일 : 평상시
;
SYSTEM
   DOF=UX,UZ,RY LENGTH=m FORCE=kN
JOINT
  1    X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.500
  2    X=     0.450 Y=     0.000 Z=     0.500
  3    X=     0.850 Y=     0.000 Z=     0.500
  4    X=     1.053 Y=     0.000 Z=     0.500
  5    X=     2.106 Y=     0.000 Z=     0.500
  6    X=     3.159 Y=     0.000 Z=     0.500
  7    X=     4.212 Y=     0.000 Z=     0.500
  8    X=     5.265 Y=     0.000 Z=     0.500
  9    X=     6.318 Y=     0.000 Z=     0.500
  10   X=     7.371 Y=     0.000 Z=     0.500
  11   X=     8.424 Y=     0.000 Z=     0.500
  12   X=     8.650 Y=     0.000 Z=     0.500
  13   X=     8.950 Y=     0.000 Z=     0.500
  14   X=     9.250 Y=     0.000 Z=     0.500
  15   X=     9.476 Y=     0.000 Z=     0.500
  16   X=    10.529 Y=     0.000 Z=     0.500
  17   X=    11.582 Y=     0.000 Z=     0.500
  18   X=    12.635 Y=     0.000 Z=     0.500
  19   X=    13.688 Y=     0.000 Z=     0.500
  20   X=    14.741 Y=     0.000 Z=     0.500
  21   X=    15.794 Y=     0.000 Z=     0.500
  22   X=    16.847 Y=     0.000 Z=     0.500
  23   X=    17.050 Y=     0.000 Z=     0.500
  24   X=    17.450 Y=     0.000 Z=     0.500
  25   X=    17.900 Y=     0.000 Z=     0.500
  26   X=    17.900 Y=     0.000 Z=     0.900
  27   X=    17.900 Y=     0.000 Z=     1.631
  28   X=    17.900 Y=     0.000 Z=     2.331
  29   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     2.331
  30   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     1.631
  31   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.900
  32   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.000
  33   X=     1.053 Y=     0.000 Z=     0.000
  34   X=     2.106 Y=     0.000 Z=     0.000
  35   X=     3.159 Y=     0.000 Z=     0.000
  36   X=     4.212 Y=     0.000 Z=     0.000
  37   X=     5.265 Y=     0.000 Z=     0.000
  38   X=     6.318 Y=     0.000 Z=     0.000
  39   X=     7.371 Y=     0.000 Z=     0.000
  40   X=     8.424 Y=     0.000 Z=     0.000
  41   X=     9.476 Y=     0.000 Z=     0.000
  42   X=    10.529 Y=     0.000 Z=     0.000
  43   X=    11.582 Y=     0.000 Z=     0.000
  44   X=    12.635 Y=     0.000 Z=     0.000
  45   X=    13.688 Y=     0.000 Z=     0.000
  46   X=    14.741 Y=     0.000 Z=     0.000
  47   X=    15.794 Y=     0.000 Z=     0.000
  48   X=    16.847 Y=     0.000 Z=     0.000
  49   X=    17.900 Y=     0.000 Z=     0.000
RESTRAINT
  ADD=32 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=33 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=34 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=35 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=36 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=37 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=38 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=39 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=40 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=41 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=42 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=43 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=44 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=45 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=46 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=47 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=48 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=49 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
SPRING
  ADD=13 UX=1e+010
MATERIAL
  Name=1 M=2.54946 W=25
    E=2.6702e+007 U=0.167 A=9.99e-006
NLPROP
  NAME=1 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=998.485 CE=0.99999 K=998.485 OPEN=0
  NAME=2 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=1447.2 CE=0.99999 K=1447.2 OPEN=0
FRAME SECTION
  Name=1  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=0.6,1
  Name=2  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=0.4,1
  Name=3  TYPE=NONPR SEC=1,2 EIVAR=1,1
  Name=4  TYPE=NONPR SEC=2,1 EIVAR=1,1
FRAME
     1 J=  1,   2 SEC= 1 IOFF=0.15 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
     2 J=  2,   3 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
     3 J=  3,   4 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     4 J=  4,   5 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     5 J=  5,   6 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     6 J=  6,   7 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     7 J=  7,   8 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     8 J=  8,   9 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     9 J=  9,  10 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    10 J= 10,  11 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    11 J= 11,  12 SEC= 3 NSEG= 4 ANG=180
    12 J= 12,  13 SEC= 4 NSEG= 4 ANG=180
    13 J= 13,  14 SEC= 3 NSEG= 4 ANG=180
    14 J= 14,  15 SEC= 4 NSEG= 4 ANG=180
    15 J= 15,  16 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    16 J= 16,  17 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    17 J= 17,  18 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    18 J= 18,  19 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    19 J= 19,  20 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    20 J= 20,  21 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    21 J= 21,  22 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    22 J= 22,  23 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    23 J= 23,  24 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    24 J= 24,  25 SEC= 1 IOFF=0 JOFF=0.15 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    25 J= 25,  26 SEC= 2 IOFF=0.35 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    26 J= 26,  27 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    27 J= 27,  28 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    28 J= 29,  30 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    29 J= 30,  31 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    30 J= 31,   1 SEC= 2 IOFF=0 JOFF=0.35 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
NLLINK
     1 J= 1,32 NLP=1 ANG=0
     2 J= 4,33 NLP=2 ANG=0
     3 J= 5,34 NLP=2 ANG=0
     4 J= 6,35 NLP=2 ANG=0
     5 J= 7,36 NLP=2 ANG=0
     6 J= 8,37 NLP=2 ANG=0
     7 J= 9,38 NLP=2 ANG=0
     8 J=10,39 NLP=2 ANG=0
     9 J=11,40 NLP=2 ANG=0
    10 J=15,41 NLP=2 ANG=0
    11 J=16,42 NLP=2 ANG=0
    12 J=17,43 NLP=2 ANG=0
    13 J=18,44 NLP=2 ANG=0
    14 J=19,45 NLP=2 ANG=0
    15 J=20,46 NLP=2 ANG=0
    16 J=21,47 NLP=2 ANG=0
    17 J=22,48 NLP=2 ANG=0
    18 J=25,49 NLP=1 ANG=0
LOAD
NAME=SW SW=1  ; 구체자중
NAME=LIVEAH  ; 상재활하중에 의한 수평하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=28 RD=0.791,1 UX=5, 5
      ADD=29 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=30 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=25 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=26 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=27 RD=0,0.209 UX=-5, -5
NAME=SOILB  ; 양토압 : 지하수無
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=30 RD=0,1 UX=9.3363, 13.1363
      ADD=29 RD=0,0.484 UX=1.6848, 5.75
      ADD=29 RD=0.484,1 UX=5.75, 9.3363
      ADD=28 RD=0.791,1 UX=0, 1.6848
      ADD=25 RD=0,1 UX=-13.1315, -9.3315
      ADD=26 RD=0,0.516 UX=-9.3315, -5.75
      ADD=26 RD=0.516,1 UX=-5.75, -1.679
      ADD=27 RD=0,0.209 UX=-1.679, -0
NAME=SOILBW  ; 양토압 : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=30 RD=0,0.306 UX=9.3363, 10.5
      ADD=30 RD=0.306,1 UX=10.5, 11.8875
      ADD=29 RD=0,0.484 UX=1.6848, 5.75
      ADD=29 RD=0.484,1 UX=5.75, 9.3363
      ADD=28 RD=0.791,1 UX=0, 1.6848
      ADD=25 RD=0,0.692 UX=-11.885, -10.5
      ADD=25 RD=0.692,1 UX=-10.5, -9.3315
      ADD=26 RD=0,0.516 UX=-9.3315, -5.75
      ADD=26 RD=0.516,1 UX=-5.75, -1.679
      ADD=27 RD=0,0.209 UX=-1.679, -0
NAME=WATERH  ; 수평수압
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=30 RD=0.306,1 UX=0, 2.775
      ADD=25 RD=0,0.692 UX=-2.77, -0
NAME=BUOYANCY  ; 부력
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
```

```
      ADD=1 RD=0,1 UZ=4.775, 4.77487
      ADD=2 RD=0,1 UZ=4.77487, 4.77476
      ADD=3 RD=0,1 UZ=4.77476, 4.77471
      ADD=4 RD=0,1 UZ=4.77471, 4.77441
      ADD=5 RD=0,1 UZ=4.77441, 4.77412
      ADD=6 RD=0,1 UZ=4.77412, 4.77382
      ADD=7 RD=0,1 UZ=4.77382, 4.77353
      ADD=8 RD=0,1 UZ=4.77353, 4.77324
      ADD=9 RD=0,1 UZ=4.77324, 4.77294
      ADD=10 RD=0,1 UZ=4.77294, 4.77265
      ADD=11 RD=0,1 UZ=4.77265, 4.77258
      ADD=12 RD=0,1 UZ=4.77258, 4.7725
      ADD=13 RD=0,1 UZ=4.7725, 4.77242
      ADD=14 RD=0,1 UZ=4.77242, 4.77235
      ADD=15 RD=0,1 UZ=4.77235, 4.77206
      ADD=16 RD=0,1 UZ=4.77206, 4.77176
      ADD=17 RD=0,1 UZ=4.77176, 4.77147
      ADD=18 RD=0,1 UZ=4.77147, 4.77118
      ADD=19 RD=0,1 UZ=4.77118, 4.77088
      ADD=20 RD=0,1 UZ=4.77088, 4.77059
      ADD=21 RD=0,1 UZ=4.77059, 4.77029
      ADD=22 RD=0,1 UZ=4.77029, 4.77024
      ADD=23 RD=0,1 UZ=4.77024, 4.77013
      ADD=24 RD=0,1 UZ=4.77013, 4.77
NAME=TEMPPLUS  ; 온도변화(+)
   TYPE=Temperature ELEM=FRAME
      ADD=25 T=10
      ADD=26 T=10
      ADD=27 T=10
      ADD=28 T=10
      ADD=29 T=10
      ADD=30 T=10
NAME=TEMPMINU  ; 온도변화(-)
   TYPE=Temperature ELEM=FRAME
      ADD=25 T=-10
      ADD=26 T=-10
      ADD=27 T=-10
      ADD=28 T=-10
      ADD=29 T=-10
      ADD=30 T=-10
NAME=SHRINK  ; 건조수축
   TYPE=Temperature ELEM=FRAME
      ADD=25 T=-15
      ADD=26 T=-15
      ADD=27 T=-15
      ADD=28 T=-15
      ADD=29 T=-15
      ADD=30 T=-15
MODE
   TYPE=RITZ   N=100   TOL=0.00001
      LOAD=SW
      LOAD=LIVEAH
      LOAD=SOILB
      LOAD=SOILBW
      LOAD=WATERH
      LOAD=BUOYANCY
      LOAD=TEMPPLUS
      LOAD=TEMPMINU
      LOAD=SHRINK
      NLLINK=*
HISTORY
    NAME=UL01    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
       LOAD= SW             SF=1.400   AT=1
    NAME=UL02    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=1.600   AT=1
       LOAD= SOILB          SF=1.600   AT=1
       LOAD= TEMPPLUS       SF=1.200   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
    NAME=UL03    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=1.600   AT=1
       LOAD= SOILB          SF=1.600   AT=1
       LOAD= TEMPMINU       SF=1.200   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
    NAME=UL04    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
    NAME=UL05    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=0.800   AT=1
       LOAD= SOILB          SF=0.800   AT=1
       LOAD= TEMPPLUS       SF=1.200   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
    NAME=UL06    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=0.800   AT=1
       LOAD= SOILB          SF=0.800   AT=1
       LOAD= TEMPMINU       SF=1.200   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
    NAME=UL07    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
       LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
       LOAD= SOILB          SF=1.600   AT=1
NAME=UL08    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.800   AT=1
NAME=UL09    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
   LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.600   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.600   AT=1
   LOAD= WATERH         SF=1.600   AT=1
   LOAD= BUOYANCY       SF=1.200   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.200   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
NAME=UL10    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
   LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.600   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.600   AT=1
   LOAD= WATERH         SF=1.600   AT=1
   LOAD= BUOYANCY       SF=1.200   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.200   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
NAME=UL11    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
   LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.800   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.800   AT=1
   LOAD= WATERH         SF=0.800   AT=1
   LOAD= BUOYANCY       SF=1.200   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.200   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
NAME=UL12    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
   LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.800   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.800   AT=1
   LOAD= WATERH         SF=0.800   AT=1
   LOAD= BUOYANCY       SF=1.200   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.200   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
NAME=UL13    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.600   AT=1
   LOAD= WATERH         SF=1.600   AT=1
NAME=UL14    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
   LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=0.800   AT=1
   LOAD= WATERH         SF=0.800   AT=1
NAME=SV01    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
NAME=SV02    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILB          SF=1.000   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV03    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILB          SF=1.000   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV04    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
NAME=SV05    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV06    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=0.500   AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500   AT=1
   LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV07    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILB          SF=1.000   AT=1
NAME=SV08    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILB          SF=0.500   AT=1
NAME=SV09    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000   AT=1
   LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
   LOAD= WATERH         SF=1.000   AT=1
   LOAD= BUOYANCY       SF=1.000   AT=1
   LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
   LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
NAME=SV10    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
   LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
   LOAD= LIVEAH         SF=1.000   AT=1
```

```
      LOAD= SOILBW          SF=1.000    AT=1
      LOAD= WATERH          SF=1.000    AT=1
      LOAD= BUOYANCY        SF=1.000    AT=1
      LOAD= TEMPMINU        SF=1.000    AT=1
      LOAD= SHRINK          SF=1.000    AT=1
   NAME=SV11     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW              SF=1.000    AT=1
      LOAD= LIVEAH          SF=0.500    AT=1
      LOAD= SOILBW          SF=0.500    AT=1
      LOAD= WATERH          SF=0.500    AT=1
      LOAD= BUOYANCY        SF=1.000    AT=1
      LOAD= TEMPPLUS        SF=1.000    AT=1
      LOAD= SHRINK          SF=1.000    AT=1
   NAME=SV12     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW              SF=1.000    AT=1
      LOAD= LIVEAH          SF=0.500    AT=1
      LOAD= SOILBW          SF=0.500    AT=1
      LOAD= WATERH          SF=0.500    AT=1
      LOAD= BUOYANCY        SF=1.000    AT=1
      LOAD= TEMPMINU        SF=1.000    AT=1
      LOAD= SHRINK          SF=1.000    AT=1
   NAME=SV13     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW              SF=1.000    AT=1
      LOAD= SOILBW          SF=1.000    AT=1
      LOAD= WATERH          SF=1.000    AT=1
   NAME=SV14     TYPE=NON     NSTEP=100     DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW              SF=1.000    AT=1
      LOAD= SOILBW          SF=0.500    AT=1
      LOAD= WATERH          SF=0.500    AT=1
COMBO
   NAME=ENVUSE  TYPE=ENVE
      HIST=SV01 SF=1
      HIST=SV02 SF=1
      HIST=SV03 SF=1
      HIST=SV04 SF=1
      HIST=SV05 SF=1
      HIST=SV06 SF=1
      HIST=SV07 SF=1
      HIST=SV08 SF=1
      HIST=SV09 SF=1
      HIST=SV10 SF=1
      HIST=SV11 SF=1
      HIST=SV12 SF=1
      HIST=SV13 SF=1
      HIST=SV14 SF=1
   NAME=ENVULT  TYPE=ENVE
      HIST=UL01 SF=1
      HIST=UL02 SF=1
      HIST=UL03 SF=1
      HIST=UL04 SF=1
      HIST=UL05 SF=1
      HIST=UL06 SF=1
      HIST=UL07 SF=1
      HIST=UL08 SF=1
      HIST=UL09 SF=1
      HIST=UL10 SF=1
      HIST=UL11 SF=1
      HIST=UL12 SF=1
      HIST=UL13 SF=1
      HIST=UL14 SF=1
OUTPUT
   ELEM=JOINT   TYPE=REAC,DISP,APP      LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
   ELEM=FRAME   TYPE=FORCE              LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
```

16. INPUT DATA (기능수행)

```
; ACulvert SAP2000 데이터파일 : 내진(기능)
;
SYSTEM
   DOF=UX,UZ,RY LENGTH=m FORCE=kN
JOINT
  1    X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.500
  2    X=     0.950 Y=     0.000 Z=     0.500
  3    X=     1.350 Y=     0.000 Z=     0.500
  4    X=     1.553 Y=     0.000 Z=     0.500
  5    X=     2.606 Y=     0.000 Z=     0.500
  6    X=     3.659 Y=     0.000 Z=     0.500
  7    X=     4.712 Y=     0.000 Z=     0.500
  8    X=     5.765 Y=     0.000 Z=     0.500
  9    X=     6.818 Y=     0.000 Z=     0.500
  10   X=     7.871 Y=     0.000 Z=     0.500
  11   X=     8.924 Y=     0.000 Z=     0.500
  12   X=     9.150 Y=     0.000 Z=     0.500
  13   X=     9.450 Y=     0.000 Z=     0.500
  14   X=     9.750 Y=     0.000 Z=     0.500
  15   X=     9.976 Y=     0.000 Z=     0.500
  16   X=    11.029 Y=     0.000 Z=     0.500
  17   X=    12.082 Y=     0.000 Z=     0.500
  18   X=    13.135 Y=     0.000 Z=     0.500
  19   X=    14.188 Y=     0.000 Z=     0.500
  20   X=    15.241 Y=     0.000 Z=     0.500
  21   X=    16.294 Y=     0.000 Z=     0.500
  22   X=    17.347 Y=     0.000 Z=     0.500
  23   X=    17.550 Y=     0.000 Z=     0.500
  24   X=    17.950 Y=     0.000 Z=     0.500
  25   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     0.500
  26   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     0.900
  27   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     1.631
  28   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     2.331
  29   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     2.331
  30   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     1.631
  31   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.900
  32   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.000
  33   X=     1.553 Y=     0.000 Z=     0.000
  34   X=     2.606 Y=     0.000 Z=     0.000
  35   X=     3.659 Y=     0.000 Z=     0.000
  36   X=     4.712 Y=     0.000 Z=     0.000
  37   X=     5.765 Y=     0.000 Z=     0.000
  38   X=     6.818 Y=     0.000 Z=     0.000
  39   X=     7.871 Y=     0.000 Z=     0.000
  40   X=     8.924 Y=     0.000 Z=     0.000
  41   X=     9.976 Y=     0.000 Z=     0.000
  42   X=    11.029 Y=     0.000 Z=     0.000
  43   X=    12.082 Y=     0.000 Z=     0.000
  44   X=    13.135 Y=     0.000 Z=     0.000
  45   X=    14.188 Y=     0.000 Z=     0.000
  46   X=    15.241 Y=     0.000 Z=     0.000
  47   X=    16.294 Y=     0.000 Z=     0.000
  48   X=    17.347 Y=     0.000 Z=     0.000
  49   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     0.000
  50   X=    18.900 Y=     0.000 Z=     0.500
  51   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.500
RESTRAINT
  ADD=32 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=33 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=34 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=35 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=36 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=37 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=38 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=39 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=40 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=41 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=42 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=43 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=44 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=45 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=46 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=47 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=48 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=49 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=50 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=51 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
SPRING
  ADD=4 UX=964.798
  ADD=5 UX=964.798
  ADD=6 UX=964.798
  ADD=7 UX=964.798
  ADD=8 UX=964.798
  ADD=9 UX=964.798
  ADD=10 UX=964.798
  ADD=11 UX=964.798
  ADD=15 UX=964.798
  ADD=16 UX=964.798
  ADD=17 UX=964.798
  ADD=18 UX=964.798
  ADD=19 UX=964.798
  ADD=20 UX=964.798
  ADD=21 UX=964.798
  ADD=22 UX=964.798
MATERIAL
  Name=1 M=2.54946 W=25
    E=2.6702e+007 U=0.167 A=9.99e-006
NLPROP
  NAME=1 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=1996.97 CE=0.99999 K=1996.97 OPEN=0
  NAME=2 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=2894.4 CE=0.99999 K=2894.4 OPEN=0
  NAME=3 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=22059.8 CE=0.99999 K=22059.8 OPEN=0
FRAME SECTION
  Name=1  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=0.6,1
  Name=2  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=0.4,1
  Name=3  TYPE=NONPR SEC=1,2 EIVAR=1,1
  Name=4  TYPE=NONPR SEC=2,1 EIVAR=1,1
FRAME
     1 J=  1,   2 SEC= 1 IOFF=0.15 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
     2 J=  2,   3 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
     3 J=  3,   4 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     4 J=  4,   5 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     5 J=  5,   6 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     6 J=  6,   7 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     7 J=  7,   8 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     8 J=  8,   9 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     9 J=  9,  10 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    10 J= 10,  11 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    11 J= 11,  12 SEC= 3 NSEG= 4 ANG=180
    12 J= 12,  13 SEC= 4 NSEG= 4 ANG=180
    13 J= 13,  14 SEC= 3 NSEG= 4 ANG=180
    14 J= 14,  15 SEC= 4 NSEG= 4 ANG=180
    15 J= 15,  16 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    16 J= 16,  17 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    17 J= 17,  18 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    18 J= 18,  19 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    19 J= 19,  20 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    20 J= 20,  21 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    21 J= 21,  22 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    22 J= 22,  23 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    23 J= 23,  24 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    24 J= 24,  25 SEC= 1 IOFF=0 JOFF=0.15 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    25 J= 25,  26 SEC= 2 IOFF=0.35 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    26 J= 26,  27 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    27 J= 27,  28 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    28 J= 29,  30 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    29 J= 30,  31 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    30 J= 31,   1 SEC= 2 IOFF=0 JOFF=0.35 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
NLLINK
     1 J= 1,32 NLP=1 ANG=0
     2 J= 4,33 NLP=2 ANG=0
     3 J= 5,34 NLP=2 ANG=0
     4 J= 6,35 NLP=2 ANG=0
     5 J= 7,36 NLP=2 ANG=0
     6 J= 8,37 NLP=2 ANG=0
     7 J= 9,38 NLP=2 ANG=0
     8 J=10,39 NLP=2 ANG=0
     9 J=11,40 NLP=2 ANG=0
    10 J=15,41 NLP=2 ANG=0
    11 J=16,42 NLP=2 ANG=0
    12 J=17,43 NLP=2 ANG=0
    13 J=18,44 NLP=2 ANG=0
    14 J=19,45 NLP=2 ANG=0
    15 J=20,46 NLP=2 ANG=0
    16 J=21,47 NLP=2 ANG=0
    17 J=22,48 NLP=2 ANG=0
    18 J=25,49 NLP=1 ANG=0
    19 J=25,50 NLP=3 ANG=0
    20 J= 1,51 NLP=3 ANG=0
LOAD
NAME=SW SW=1  ; 구체자중
NAME=LIVEAHE  ; 지진시 상재활하중에 의한 수평하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=28 RD=0.791,1 UX=5, 5
      ADD=29 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=30 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=25 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=26 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=27 RD=0,0.209 UX=-5, -5
NAME=SOILLE2  ; 지진시 편토압(좌측) 2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=30 RD=0,1 UX=6.9462, 9.7734
      ADD=29 RD=0,0.484 UX=1.2535, 4.278
      ADD=29 RD=0.484,1 UX=4.278, 6.9462
```

```
      ADD=28 RD=0.791,1 UX=0, 1.2535
NAME=SOILLWE2  ; 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=30 RD=0,0.306 UX=6.9462, 7.812
      ADD=30 RD=0.306,1 UX=7.812, 8.8443
      ADD=29 RD=0,0.484 UX=1.2535, 4.278
      ADD=29 RD=0.484,1 UX=4.278, 6.9462
      ADD=28 RD=0.791,1 UX=0, 1.2535
NAME=SOILRE2  ; 지진시 편토압(우측) 2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=25 RD=0,1 UX=-9.7698, -6.9426
      ADD=26 RD=0,0.516 UX=-6.9426, -4.278
      ADD=26 RD=0.516,1 UX=-4.278, -1.2492
      ADD=27 RD=0,0.209 UX=-1.2492, -0
NAME=SOILRWE2  ; 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=25 RD=0,0.692 UX=-8.8424, -7.812
      ADD=25 RD=0.692,1 UX=-7.812, -6.9426
      ADD=26 RD=0,0.516 UX=-6.9426, -4.278
      ADD=26 RD=0.516,1 UX=-4.278, -1.2492
      ADD=27 RD=0,0.209 UX=-1.2492, -0
NAME=WATERH  ; 수평수압
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=30 RD=0.306,1 UX=0, 2.775
      ADD=25 RD=0,0.692 UX=-2.77, -0
NAME=BUOYANCY  ; 부력
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=1 RD=0,1 UZ=4.775, 4.77487
      ADD=2 RD=0,1 UZ=4.77487, 4.77476
      ADD=3 RD=0,1 UZ=4.77476, 4.77471
      ADD=4 RD=0,1 UZ=4.77471, 4.77441
      ADD=5 RD=0,1 UZ=4.77441, 4.77412
      ADD=6 RD=0,1 UZ=4.77412, 4.77382
      ADD=7 RD=0,1 UZ=4.77382, 4.77353
      ADD=8 RD=0,1 UZ=4.77353, 4.77324
      ADD=9 RD=0,1 UZ=4.77324, 4.77294
      ADD=10 RD=0,1 UZ=4.77294, 4.77265
      ADD=11 RD=0,1 UZ=4.77265, 4.77258
      ADD=12 RD=0,1 UZ=4.77258, 4.7725
      ADD=13 RD=0,1 UZ=4.7725, 4.77242
      ADD=14 RD=0,1 UZ=4.77242, 4.77235
      ADD=15 RD=0,1 UZ=4.77235, 4.77206
      ADD=16 RD=0,1 UZ=4.77206, 4.77176
      ADD=17 RD=0,1 UZ=4.77176, 4.77147
      ADD=18 RD=0,1 UZ=4.77147, 4.77118
      ADD=19 RD=0,1 UZ=4.77118, 4.77088
      ADD=20 RD=0,1 UZ=4.77088, 4.77059
      ADD=21 RD=0,1 UZ=4.77059, 4.77029
      ADD=22 RD=0,1 UZ=4.77029, 4.77024
      ADD=23 RD=0,1 UZ=4.77024, 4.77013
      ADD=24 RD=0,1 UZ=4.77013, 4.77
NAME=FUNINER  ; 구체 관성력(기능수행)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=28 RD=0,1 UX=0.63, 0.63
      ADD=29 RD=0,1 UX=0.63, 0.63
      ADD=30 RD=0,1 UX=0.63, 0.63
      ADD=25 RD=0,1 UX=0.63, 0.63
      ADD=26 RD=0,1 UX=0.63, 0.63
      ADD=27 RD=0,1 UX=0.63, 0.63
      ADD=1 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=2 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=3 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=4 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=5 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=6 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=7 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=8 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=9 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=10 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=11 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=12 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=13 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=14 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=15 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=16 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=17 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=18 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=19 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=20 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=21 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=22 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=23 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=24 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
NAME=FUNINER2  ; 구체 관성력(기능수행)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=28 RD=0,1 UX=-0.63, -0.63
      ADD=29 RD=0,1 UX=-0.63, -0.63
      ADD=30 RD=0,1 UX=-0.63, -0.63
      ADD=25 RD=0,1 UX=-0.63, -0.63
      ADD=26 RD=0,1 UX=-0.63, -0.63
      ADD=27 RD=0,1 UX=-0.63, -0.63
      ADD=1 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=2 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=3 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=4 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=5 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=6 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=7 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=8 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=9 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=10 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=11 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=12 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=13 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=14 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=15 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=16 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=17 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=18 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=19 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=20 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=21 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=22 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=23 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=24 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
MODE
   TYPE=RITZ   N=100   TOL=0.00001
      LOAD=SW
      LOAD=LIVEAHE
      LOAD=SOILLE2
      LOAD=SOILLWE2
      LOAD=SOILRE2
      LOAD=SOILRWE2
      LOAD=WATERH
      LOAD=BUOYANCY
      LOAD=FUNINER
      LOAD=FUNINER2
      NLLINK=*
HISTORY
   NAME=UE01    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= SOILLE2        SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE02    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= SOILRE2        SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE03    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
      LOAD= SOILLE2        SF=0.500   AT=1
      LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE04    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
      LOAD= SOILRE2        SF=0.500   AT=1
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE05    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILLE2        SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE06    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILRE2        SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE07    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILLE2        SF=0.500   AT=1
      LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE08    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILRE2        SF=0.500   AT=1
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE09    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= SOILLWE2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE10    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= SOILRWE2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE11    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
```

```
      LOAD= SOILLWE2       SF=0.500   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=0.500   AT=1
      LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE12    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
      LOAD= SOILRWE2       SF=0.500   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=0.500   AT=1
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE13    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILLWE2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE14    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILRWE2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE15    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILLWE2       SF=0.500   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=0.500   AT=1
      LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE16    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILRWE2       SF=0.500   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=0.500   AT=1
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
COMBO
   NAME=ENVEQ  TYPE=ENVE
      HIST=UE01 SF=1
      HIST=UE02 SF=1
      HIST=UE03 SF=1
      HIST=UE04 SF=1
      HIST=UE05 SF=1
      HIST=UE06 SF=1
      HIST=UE07 SF=1
      HIST=UE08 SF=1
      HIST=UE09 SF=1
      HIST=UE10 SF=1
      HIST=UE11 SF=1
      HIST=UE12 SF=1
      HIST=UE13 SF=1
      HIST=UE14 SF=1
      HIST=UE15 SF=1
      HIST=UE16 SF=1
OUTPUT
   ELEM=JOINT   TYPE=REAC,DISP,APP      LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
   ELEM=FRAME   TYPE=FORCE              LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
```

17. INPUT DATA (붕괴방지)

```
; ACulvert SAP2000 데이터파일 : 내진(붕괴)
;
SYSTEM
   DOF=UX,UZ,RY LENGTH=m FORCE=kN
JOINT
  1    X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.500
  2    X=     0.950 Y=     0.000 Z=     0.500
  3    X=     1.350 Y=     0.000 Z=     0.500
  4    X=     1.553 Y=     0.000 Z=     0.500
  5    X=     2.606 Y=     0.000 Z=     0.500
  6    X=     3.659 Y=     0.000 Z=     0.500
  7    X=     4.712 Y=     0.000 Z=     0.500
  8    X=     5.765 Y=     0.000 Z=     0.500
  9    X=     6.818 Y=     0.000 Z=     0.500
  10   X=     7.871 Y=     0.000 Z=     0.500
  11   X=     8.924 Y=     0.000 Z=     0.500
  12   X=     9.150 Y=     0.000 Z=     0.500
  13   X=     9.450 Y=     0.000 Z=     0.500
  14   X=     9.750 Y=     0.000 Z=     0.500
  15   X=     9.976 Y=     0.000 Z=     0.500
  16   X=    11.029 Y=     0.000 Z=     0.500
  17   X=    12.082 Y=     0.000 Z=     0.500
  18   X=    13.135 Y=     0.000 Z=     0.500
  19   X=    14.188 Y=     0.000 Z=     0.500
  20   X=    15.241 Y=     0.000 Z=     0.500
  21   X=    16.294 Y=     0.000 Z=     0.500
  22   X=    17.347 Y=     0.000 Z=     0.500
  23   X=    17.550 Y=     0.000 Z=     0.500
  24   X=    17.950 Y=     0.000 Z=     0.500
  25   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     0.500
  26   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     0.900
  27   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     1.631
  28   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     2.331
  29   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     2.331
  30   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     1.631
  31   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.900
  32   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.000
  33   X=     1.553 Y=     0.000 Z=     0.000
  34   X=     2.606 Y=     0.000 Z=     0.000
  35   X=     3.659 Y=     0.000 Z=     0.000
  36   X=     4.712 Y=     0.000 Z=     0.000
  37   X=     5.765 Y=     0.000 Z=     0.000
  38   X=     6.818 Y=     0.000 Z=     0.000
  39   X=     7.871 Y=     0.000 Z=     0.000
  40   X=     8.924 Y=     0.000 Z=     0.000
  41   X=     9.976 Y=     0.000 Z=     0.000
  42   X=    11.029 Y=     0.000 Z=     0.000
  43   X=    12.082 Y=     0.000 Z=     0.000
  44   X=    13.135 Y=     0.000 Z=     0.000
  45   X=    14.188 Y=     0.000 Z=     0.000
  46   X=    15.241 Y=     0.000 Z=     0.000
  47   X=    16.294 Y=     0.000 Z=     0.000
  48   X=    17.347 Y=     0.000 Z=     0.000
  49   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     0.000
  50   X=    18.900 Y=     0.000 Z=     0.500
  51   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.500
RESTRAINT
  ADD=32 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=33 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=34 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=35 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=36 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=37 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=38 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=39 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=40 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=41 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=42 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=43 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=44 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=45 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=46 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=47 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=48 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=49 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=50 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=51 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
SPRING
  ADD=4 UX=964.798
  ADD=5 UX=964.798
  ADD=6 UX=964.798
  ADD=7 UX=964.798
  ADD=8 UX=964.798
  ADD=9 UX=964.798
  ADD=10 UX=964.798
  ADD=11 UX=964.798
  ADD=15 UX=964.798
  ADD=16 UX=964.798
  ADD=17 UX=964.798
  ADD=18 UX=964.798
  ADD=19 UX=964.798
  ADD=20 UX=964.798
  ADD=21 UX=964.798
  ADD=22 UX=964.798
MATERIAL
  Name=1 M=2.54946 W=25
    E=2.6702e+007 U=0.167 A=9.99e-006
NLPROP
  NAME=1 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=1996.97 CE=0.99999 K=1996.97 OPEN=0
  NAME=2 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=2894.4 CE=0.99999 K=2894.4 OPEN=0
  NAME=3 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=22059.8 CE=0.99999 K=22059.8 OPEN=0
FRAME SECTION
  Name=1  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=0.6,1
  Name=2  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=0.4,1
  Name=3  TYPE=NONPR SEC=1,2 EIVAR=1,1
  Name=4  TYPE=NONPR SEC=2,1 EIVAR=1,1
FRAME
     1 J=  1,   2 SEC= 1 IOFF=0.15 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
     2 J=  2,   3 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
     3 J=  3,   4 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     4 J=  4,   5 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     5 J=  5,   6 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     6 J=  6,   7 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     7 J=  7,   8 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     8 J=  8,   9 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     9 J=  9,  10 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    10 J= 10,  11 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    11 J= 11,  12 SEC= 3 NSEG= 4 ANG=180
    12 J= 12,  13 SEC= 4 NSEG= 4 ANG=180
    13 J= 13,  14 SEC= 3 NSEG= 4 ANG=180
    14 J= 14,  15 SEC= 4 NSEG= 4 ANG=180
    15 J= 15,  16 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    16 J= 16,  17 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    17 J= 17,  18 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    18 J= 18,  19 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    19 J= 19,  20 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    20 J= 20,  21 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    21 J= 21,  22 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    22 J= 22,  23 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    23 J= 23,  24 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    24 J= 24,  25 SEC= 1 IOFF=0 JOFF=0.15 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    25 J= 25,  26 SEC= 2 IOFF=0.35 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    26 J= 26,  27 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    27 J= 27,  28 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    28 J= 29,  30 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    29 J= 30,  31 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    30 J= 31,   1 SEC= 2 IOFF=0 JOFF=0.35 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
NLLINK
     1 J= 1,32 NLP=1 ANG=0
     2 J= 4,33 NLP=2 ANG=0
     3 J= 5,34 NLP=2 ANG=0
     4 J= 6,35 NLP=2 ANG=0
     5 J= 7,36 NLP=2 ANG=0
     6 J= 8,37 NLP=2 ANG=0
     7 J= 9,38 NLP=2 ANG=0
     8 J=10,39 NLP=2 ANG=0
     9 J=11,40 NLP=2 ANG=0
    10 J=15,41 NLP=2 ANG=0
    11 J=16,42 NLP=2 ANG=0
    12 J=17,43 NLP=2 ANG=0
    13 J=18,44 NLP=2 ANG=0
    14 J=19,45 NLP=2 ANG=0
    15 J=20,46 NLP=2 ANG=0
    16 J=21,47 NLP=2 ANG=0
    17 J=22,48 NLP=2 ANG=0
    18 J=25,49 NLP=1 ANG=0
    19 J=25,50 NLP=3 ANG=0
    20 J= 1,51 NLP=3 ANG=0
LOAD
NAME=SW SW=1  ; 구체자중
NAME=LIVEAHE  ; 지진시 상재활하중에 의한 수평하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=28 RD=0.791,1 UX=5, 5
      ADD=29 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=30 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=25 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=26 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=27 RD=0,0.209 UX=-5, -5
NAME=SOILLE  ; 지진시 편토압(좌측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=30 RD=0,1 UX=8.1412, 11.4548
      ADD=29 RD=0,0.484 UX=1.4691, 5.014
      ADD=29 RD=0.484,1 UX=5.014, 8.1412
```

```
      ADD=28 RD=0.791,1 UX=0, 1.4691
NAME=SOILLWE  ; 지진시 편토압(좌측) : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=30 RD=0,0.306 UX=8.1412, 9.156
      ADD=30 RD=0.306,1 UX=9.156, 10.3659
      ADD=29 RD=0,0.484 UX=1.4691, 5.014
      ADD=29 RD=0.484,1 UX=5.014, 8.1412
      ADD=28 RD=0.791,1 UX=0, 1.4691
NAME=SOILRE  ; 지진시 편토압(우측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=25 RD=0,1 UX=-11.4507, -8.1371
      ADD=26 RD=0,0.516 UX=-8.1371, -5.014
      ADD=26 RD=0.516,1 UX=-5.014, -1.4641
      ADD=27 RD=0,0.209 UX=-1.4641, -0
NAME=SOILRWE  ; 지진시 편토압(우측) : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=25 RD=0,0.692 UX=-10.3637, -9.156
      ADD=25 RD=0.692,1 UX=-9.156, -8.1371
      ADD=26 RD=0,0.516 UX=-8.1371, -5.014
      ADD=26 RD=0.516,1 UX=-5.014, -1.4641
      ADD=27 RD=0,0.209 UX=-1.4641, -0
NAME=WATERH  ; 수평수압
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=30 RD=0.306,1 UX=0, 2.775
      ADD=25 RD=0,0.692 UX=-2.77, -0
NAME=BUOYANCY  ; 부력
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=1 RD=0,1 UZ=4.775, 4.77487
      ADD=2 RD=0,1 UZ=4.77487, 4.77476
      ADD=3 RD=0,1 UZ=4.77476, 4.77471
      ADD=4 RD=0,1 UZ=4.77471, 4.77441
      ADD=5 RD=0,1 UZ=4.77441, 4.77412
      ADD=6 RD=0,1 UZ=4.77412, 4.77382
      ADD=7 RD=0,1 UZ=4.77382, 4.77353
      ADD=8 RD=0,1 UZ=4.77353, 4.77324
      ADD=9 RD=0,1 UZ=4.77324, 4.77294
      ADD=10 RD=0,1 UZ=4.77294, 4.77265
      ADD=11 RD=0,1 UZ=4.77265, 4.77258
      ADD=12 RD=0,1 UZ=4.77258, 4.7725
      ADD=13 RD=0,1 UZ=4.7725, 4.77242
      ADD=14 RD=0,1 UZ=4.77242, 4.77235
      ADD=15 RD=0,1 UZ=4.77235, 4.77206
      ADD=16 RD=0,1 UZ=4.77206, 4.77176
      ADD=17 RD=0,1 UZ=4.77176, 4.77147
      ADD=18 RD=0,1 UZ=4.77147, 4.77118
      ADD=19 RD=0,1 UZ=4.77118, 4.77088
      ADD=20 RD=0,1 UZ=4.77088, 4.77059
      ADD=21 RD=0,1 UZ=4.77059, 4.77029
      ADD=22 RD=0,1 UZ=4.77029, 4.77024
      ADD=23 RD=0,1 UZ=4.77024, 4.77013
      ADD=24 RD=0,1 UZ=4.77013, 4.77
NAME=COLINER  ; 구체 관성력(붕괴방지)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=28 RD=0,1 UX=1.54, 1.54
      ADD=29 RD=0,1 UX=1.54, 1.54
      ADD=30 RD=0,1 UX=1.54, 1.54
      ADD=25 RD=0,1 UX=1.54, 1.54
      ADD=26 RD=0,1 UX=1.54, 1.54
      ADD=27 RD=0,1 UX=1.54, 1.54
      ADD=1 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=2 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=3 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=4 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=5 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=6 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=7 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=8 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=9 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=10 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=11 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=12 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=13 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=14 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=15 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=16 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=17 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=18 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=19 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=20 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=21 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=22 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=23 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=24 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
NAME=COLINER2  ; 구체 관성력(붕괴방지)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=28 RD=0,1 UX=-1.54, -1.54
      ADD=29 RD=0,1 UX=-1.54, -1.54
      ADD=30 RD=0,1 UX=-1.54, -1.54
      ADD=25 RD=0,1 UX=-1.54, -1.54
      ADD=26 RD=0,1 UX=-1.54, -1.54
      ADD=27 RD=0,1 UX=-1.54, -1.54
      ADD=1 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=2 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=3 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=4 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=5 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=6 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=7 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=8 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=9 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=10 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=11 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=12 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=13 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=14 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=15 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=16 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=17 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=18 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=19 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=20 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=21 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=22 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=23 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=24 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
MODE
   TYPE=RITZ   N=100   TOL=0.00001
      LOAD=SW
      LOAD=LIVEAHE
      LOAD=SOILLE
      LOAD=SOILLWE
      LOAD=SOILRE
      LOAD=SOILRWE
      LOAD=WATERH
      LOAD=BUOYANCY
      LOAD=COLINER
      LOAD=COLINER2
      NLLINK=*
HISTORY
   NAME=UE01    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= SOILLE         SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE02    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= SOILRE         SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE03    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
      LOAD= SOILLE         SF=0.500   AT=1
      LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE04    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
      LOAD= SOILRE         SF=0.500   AT=1
      LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE05    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILLE         SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE06    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILRE         SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE07    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILLE         SF=0.500   AT=1
      LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE08    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILRE         SF=0.500   AT=1
      LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE09    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= SOILLWE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE10    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= SOILRWE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE11    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
```

```
      LOAD= SOILLWE        SF=0.500   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=0.500   AT=1
      LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE12    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
      LOAD= SOILRWE        SF=0.500   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=0.500   AT=1
      LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE13    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILLWE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE14    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILRWE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=1.000   AT=1
      LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE15    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILLWE        SF=0.500   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=0.500   AT=1
      LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE16    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILRWE        SF=0.500   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=0.500   AT=1
      LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
COMBO
   NAME=ENVEQ  TYPE=ENVE
      HIST=UE01 SF=1
      HIST=UE02 SF=1
      HIST=UE03 SF=1
      HIST=UE04 SF=1
      HIST=UE05 SF=1
      HIST=UE06 SF=1
      HIST=UE07 SF=1
      HIST=UE08 SF=1
      HIST=UE09 SF=1
      HIST=UE10 SF=1
      HIST=UE11 SF=1
      HIST=UE12 SF=1
      HIST=UE13 SF=1
      HIST=UE14 SF=1
      HIST=UE15 SF=1
      HIST=UE16 SF=1
OUTPUT
   ELEM=JOINT   TYPE=REAC,DISP,APP      LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
   ELEM=FRAME   TYPE=FORCE              LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
```

18. OUTPUT DATA (상시)

1) 계수하중

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVULT MAX	0.33333	0.00000	0.00000	1.23241
1	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2.02580
1	ENVULT MAX	0.66667	0.00000	0.00000	2.93731
1	ENVULT MAX	0.83333	0.00000	0.00000	3.96695
1	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	5.11472
1	ENVULT MIN	0.33333	-24.60281	-11.90854	-11.55605
1	ENVULT MIN	0.50000	-24.60281	-12.82880	-10.90140
1	ENVULT MIN	0.66667	-24.60281	-13.74906	-10.14550
1	ENVULT MIN	0.83333	-24.60281	-14.66932	-9.28835
1	ENVULT MIN	1.00000	-24.60281	-16.09104	-8.34849
2	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	5.11472
2	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	6.79382
2	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	8.61293
2	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	10.57203
2	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	12.67113
2	ENVULT MIN	0.00000	-24.60281	-16.09104	-8.34849
2	ENVULT MIN	0.25000	-24.60281	-17.49104	-7.00002
2	ENVULT MIN	0.50000	-24.60281	-18.89104	-5.53156
2	ENVULT MIN	0.75000	-24.60281	-20.29104	-3.94310
2	ENVULT MIN	1.00000	-24.60281	-21.69104	-2.23464
3	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	12.67113
3	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	13.79900
3	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	14.98095
3	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	16.21699
3	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	17.50711
3	ENVULT MIN	0.00000	-24.60281	-21.69104	-2.23464
3	ENVULT MIN	0.25000	-24.60281	-22.75679	-1.32560
3	ENVULT MIN	0.50000	-24.60281	-23.82254	-0.37021
3	ENVULT MIN	0.75000	-24.60281	-24.88829	0.00000
3	ENVULT MIN	1.00000	-24.60281	-25.95404	0.00000
4	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	1.37748	17.50711
4	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	18.10187
4	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	20.15195
4	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	23.65734
4	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	28.61804
4	ENVULT MIN	0.00000	-24.60281	-4.06274	0.00000
4	ENVULT MIN	0.25000	-24.60281	-7.29292	0.00000
4	ENVULT MIN	0.50000	-24.60281	-10.55169	0.00000
4	ENVULT MIN	0.75000	-24.60281	-16.07994	0.00000
4	ENVULT MIN	1.00000	-24.60281	-21.60819	0.00000
5	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	4.50006	28.61804
5	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	28.33235
5	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	29.50198
5	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	32.12692
5	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	36.20717
5	ENVULT MIN	0.00000	-24.60281	-1.18327	0.00000
5	ENVULT MIN	0.25000	-24.60281	-4.41354	0.00000
5	ENVULT MIN	0.50000	-24.60281	-7.64384	0.00000
5	ENVULT MIN	0.75000	-24.60281	-12.73541	0.00000
5	ENVULT MIN	1.00000	-24.60281	-18.26366	0.00000
6	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	6.75834	36.20717
6	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	1.23009	35.28147
6	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	35.81108
6	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	37.79600
6	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	41.23624
6	ENVULT MIN	0.00000	-24.60281	0.00000	0.00000
6	ENVULT MIN	0.25000	-24.60281	-2.21523	0.00000
6	ENVULT MIN	0.50000	-24.60281	-5.44562	0.00000
6	ENVULT MIN	0.75000	-24.60281	-10.30419	0.00000
6	ENVULT MIN	1.00000	-24.60281	-15.83244	0.00000
7	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	8.26081	41.23624
7	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	2.73256	39.88104
7	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	39.98115
7	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	41.53658
7	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	44.54731
7	ENVULT MIN	0.00000	-24.60281	0.00000	0.00000
7	ENVULT MIN	0.25000	-24.60281	-0.62614	0.00000
7	ENVULT MIN	0.50000	-24.60281	-3.85662	0.00000
7	ENVULT MIN	0.75000	-24.60281	-8.67267	0.00000
7	ENVULT MIN	1.00000	-24.60281	-14.20092	0.00000
8	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	9.13156	44.54731
8	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	3.60331	42.93873
8	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	42.78547
8	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	44.08751
8	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	46.84487
8	ENVULT MIN	0.00000	-24.60281	0.00000	0.00000
8	ENVULT MIN	0.25000	-24.60281	0.00000	0.00000
8	ENVULT MIN	0.50000	-24.60281	-2.78562	0.00000
8	ENVULT MIN	0.75000	-24.60281	-7.71017	0.00000
8	ENVULT MIN	1.00000	-24.60281	-13.23842	0.00000
9	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	9.50492	46.84487
9	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	3.97667	45.12167
9	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	44.85378
9	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	46.04120
9	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	48.68393
9	ENVULT MIN	0.00000	-24.60281	0.00000	0.00000
9	ENVULT MIN	0.25000	-24.60281	0.00000	0.00000
9	ENVULT MIN	0.50000	-24.60281	-2.12770	0.00000
9	ENVULT MIN	0.75000	-24.60281	-7.27475	0.00000
9	ENVULT MIN	1.00000	-24.60281	-12.80300	0.00000
10	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	9.52244	48.68393
10	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	3.99419	46.94543
10	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	46.66223
10	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	47.83435
10	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	50.46178
10	ENVULT MIN	0.00000	-24.60281	0.00000	0.00000
10	ENVULT MIN	0.25000	-24.60281	0.00000	0.00000
10	ENVULT MIN	0.50000	-24.60281	-1.77128	0.00000
10	ENVULT MIN	0.75000	-24.60281	-7.21662	0.00000
10	ENVULT MIN	1.00000	-24.60281	-12.74487	0.00000
11	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	9.20500	50.46178
11	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	8.06794	49.97429
11	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	7.02975	49.54824
11	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	6.09044	49.17806
11	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	5.25000	48.85816
11	ENVULT MIN	0.00000	-24.60281	0.00000	0.00000
11	ENVULT MIN	0.25000	-24.60281	0.00000	0.00000
11	ENVULT MIN	0.50000	-24.60281	0.00000	0.00000
11	ENVULT MIN	0.75000	-24.60281	0.00000	0.00000
11	ENVULT MIN	1.00000	-24.60281	0.00000	0.00000
12	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	5.25000	48.85816
12	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	4.13438	48.50543
12	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	2.88750	48.24129
12	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	1.50938	48.07558
12	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00014	48.01816
12	ENVULT MIN	0.00000	-24.60281	0.00000	0.00000
12	ENVULT MIN	0.25000	-24.60281	0.00000	0.00000
12	ENVULT MIN	0.50000	-24.60281	0.00000	0.00000
12	ENVULT MIN	0.75000	-24.60281	0.00000	0.00000
12	ENVULT MIN	1.00000	-24.60281	-0.18202	0.00000
13	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.18202	48.01816
13	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	48.07558
13	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	48.24129
13	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	48.50543
13	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	48.85816
13	ENVULT MIN	0.00000	-24.59350	-0.00030	0.00000
13	ENVULT MIN	0.25000	-24.59350	-1.50938	0.00000
13	ENVULT MIN	0.50000	-24.59350	-2.88750	0.00000
13	ENVULT MIN	0.75000	-24.59350	-4.13438	0.00000
13	ENVULT MIN	1.00000	-24.59350	-5.25000	0.00000
14	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	48.85816
14	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	49.17806
14	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	49.54824
14	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	49.97429
14	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	50.46178
14	ENVULT MIN	0.00000	-24.59350	-5.25000	0.00000
14	ENVULT MIN	0.25000	-24.59350	-6.09044	0.00000
14	ENVULT MIN	0.50000	-24.59350	-7.02975	0.00000
14	ENVULT MIN	0.75000	-24.59350	-8.06794	0.00000
14	ENVULT MIN	1.00000	-24.59350	-9.20500	0.00000
15	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	12.74487	50.46178
15	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	7.21662	47.83435
15	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	1.77075	46.66223
15	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	46.94543
15	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	48.68393
15	ENVULT MIN	0.00000	-24.59350	0.00000	0.00000
15	ENVULT MIN	0.25000	-24.59350	0.00000	0.00000
15	ENVULT MIN	0.50000	-24.59350	0.00000	0.00000
15	ENVULT MIN	0.75000	-24.59350	-3.99419	0.00000
15	ENVULT MIN	1.00000	-24.59350	-9.52244	0.00000
16	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	12.80300	48.68393
16	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	7.27475	46.04120
16	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	2.12760	44.85378
16	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	45.12167
16	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	46.84487
16	ENVULT MIN	0.00000	-24.59350	0.00000	0.00000
16	ENVULT MIN	0.25000	-24.59350	0.00000	0.00000
16	ENVULT MIN	0.50000	-24.59350	0.00000	0.00000
16	ENVULT MIN	0.75000	-24.59350	-3.97667	0.00000
16	ENVULT MIN	1.00000	-24.59350	-9.50492	0.00000
17	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	13.23842	46.84487
17	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	7.71017	44.08751
17	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	2.78543	42.78547
17	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	42.93873

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	44.54731
17	ENVULT MIN	0.00000	-24.59350	0.00000	0.00000
17	ENVULT MIN	0.25000	-24.59350	0.00000	0.00000
17	ENVULT MIN	0.50000	-24.59350	0.00000	0.00000
17	ENVULT MIN	0.75000	-24.59350	-3.60331	0.00000
17	ENVULT MIN	1.00000	-24.59350	-9.13156	0.00000
18	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	14.20092	44.54731
18	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	8.67267	41.53658
18	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	3.85630	39.98115
18	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.62505	39.88104
18	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	41.23624
18	ENVULT MIN	0.00000	-24.59350	0.00000	0.00000
18	ENVULT MIN	0.25000	-24.59350	0.00000	0.00000
18	ENVULT MIN	0.50000	-24.59350	0.00000	0.00000
18	ENVULT MIN	0.75000	-24.59350	-2.73256	0.00000
18	ENVULT MIN	1.00000	-24.59350	-8.26081	0.00000
19	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	15.83244	41.23624
19	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	10.30419	37.79600
19	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	5.44515	35.81108
19	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	2.21381	35.28147
19	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	36.20717
19	ENVULT MIN	0.00000	-24.59350	0.00000	0.00000
19	ENVULT MIN	0.25000	-24.59350	0.00000	0.00000
19	ENVULT MIN	0.50000	-24.59350	0.00000	0.00000
19	ENVULT MIN	0.75000	-24.59350	-1.23009	0.00000
19	ENVULT MIN	1.00000	-24.59350	-6.75834	0.00000
20	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	18.26366	36.20717
20	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	12.73541	32.12692
20	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	7.64318	29.50198
20	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	4.41174	28.33235
20	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	1.18028	28.61804
20	ENVULT MIN	0.00000	-24.59350	0.00000	0.00000
20	ENVULT MIN	0.25000	-24.59350	0.00000	0.00000
20	ENVULT MIN	0.50000	-24.59350	0.00000	0.00000
20	ENVULT MIN	0.75000	-24.59350	0.00000	0.00000
20	ENVULT MIN	1.00000	-24.59350	-4.50006	0.00000
21	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	21.60819	28.61804
21	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	16.07994	23.65734
21	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	10.55169	20.15195
21	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	7.29071	18.10187
21	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	4.05916	17.50711
21	ENVULT MIN	0.00000	-24.59350	0.00000	0.00000
21	ENVULT MIN	0.25000	-24.59350	0.00000	0.00000
21	ENVULT MIN	0.50000	-24.59350	0.00000	0.00000
21	ENVULT MIN	0.75000	-24.59350	0.00000	0.00000
21	ENVULT MIN	1.00000	-24.59350	-1.37748	0.00000
22	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	25.95404	17.50711
22	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	24.88829	16.21699
22	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	23.82254	14.98095
22	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	22.75679	13.79900
22	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	21.69104	12.67113
22	ENVULT MIN	0.00000	-24.59350	0.00000	0.00000
22	ENVULT MIN	0.25000	-24.59350	0.00000	0.00000
22	ENVULT MIN	0.50000	-24.59350	0.00000	-0.36655
22	ENVULT MIN	0.75000	-24.59350	0.00000	-1.32194
22	ENVULT MIN	1.00000	-24.59350	0.00000	-2.23097
23	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	21.69104	12.67113
23	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	20.29104	10.57203
23	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	18.89104	8.61293
23	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	17.49104	6.79382
23	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	16.09104	5.11472
23	ENVULT MIN	0.00000	-24.59350	0.00000	-2.23097
23	ENVULT MIN	0.25000	-24.59350	0.00000	-3.93942
23	ENVULT MIN	0.50000	-24.59350	0.00000	-5.52786
23	ENVULT MIN	0.75000	-24.59350	0.00000	-6.99631
23	ENVULT MIN	1.00000	-24.59350	0.00000	-8.34475
24	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	16.09104	5.11472
24	ENVULT MAX	0.16667	0.00000	14.66733	3.96695
24	ENVULT MAX	0.33333	0.00000	13.74664	2.93731
24	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	12.82595	2.02580
24	ENVULT MAX	0.66667	0.00000	11.90525	1.23241
24	ENVULT MIN	0.00000	-24.59350	0.00000	-8.34475
24	ENVULT MIN	0.16667	-24.59350	0.00000	-9.28460
24	ENVULT MIN	0.33333	-24.59350	0.00000	-10.14174
24	ENVULT MIN	0.50000	-24.59350	0.00000	-10.89763
24	ENVULT MIN	0.66667	-24.59350	0.00000	-11.55226
25	ENVULT MAX	0.87500	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.90625	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.93750	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.96875	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MIN	0.87500	-20.73400	-15.03410	-5.84179
25	ENVULT MIN	0.90625	-20.55900	-14.73916	-5.65571
25	ENVULT MIN	0.93750	-20.38400	-14.44659	-5.47330
25	ENVULT MIN	0.96875	-20.20900	-14.15640	-5.29454
25	ENVULT MIN	1.00000	-20.03400	-13.86858	-5.11938
26	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MIN	0.00000	-20.03400	-13.86858	-5.11938
26	ENVULT MIN	0.25000	-17.47550	-9.93174	-2.95235
26	ENVULT MIN	0.50000	-14.91700	-6.50228	-1.45842
26	ENVULT MIN	0.75000	-12.35850	-3.62728	-0.54218
26	ENVULT MIN	1.00000	-9.80000	-1.36691	-0.09520
27	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.03513	0.01844
27	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.03513	0.01230
27	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.03513	0.00615
27	ENVULT MAX	1.00000	1.51363	0.03513	0.00000
27	ENVULT MIN	0.00000	-9.80000	-1.36691	-0.09520
27	ENVULT MIN	0.25000	-7.35000	-0.01457	-0.00765
27	ENVULT MIN	0.50000	-4.90000	-0.01457	-0.00510
27	ENVULT MIN	0.75000	-2.45000	-0.01457	-0.00255
27	ENVULT MIN	1.00000	0.00000	-0.01457	0.00000
28	ENVULT MAX	0.00000	1.51363	0.01457	0.00000
28	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.01457	0.00615
28	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.01457	0.01230
28	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.01457	0.01845
28	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	1.36759	0.00000
28	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	-0.03514	0.00000
28	ENVULT MIN	0.25000	-2.45000	-0.03514	-0.00255
28	ENVULT MIN	0.50000	-4.90000	-0.03514	-0.00510
28	ENVULT MIN	0.75000	-7.35000	-0.03514	-0.00765
28	ENVULT MIN	1.00000	-9.80000	0.00000	-0.09523
29	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	1.36759	0.00000
29	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	3.62921	0.00000
29	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	6.50460	0.00000
29	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	9.93445	0.00000
29	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	13.87235	0.00000
29	ENVULT MIN	0.00000	-9.80000	0.00000	-0.09523
29	ENVULT MIN	0.25000	-12.35850	0.00000	-0.54246
29	ENVULT MIN	0.50000	-14.91700	0.00000	-1.45911
29	ENVULT MIN	0.75000	-17.47550	0.00000	-2.95349
29	ENVULT MIN	1.00000	-20.03400	0.00000	-5.12110
30	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	13.87235	0.00000
30	ENVULT MAX	0.03125	0.00000	14.16027	0.00000
30	ENVULT MAX	0.06250	0.00000	14.45056	0.00000
30	ENVULT MAX	0.09375	0.00000	14.74323	0.00000
30	ENVULT MAX	0.12500	0.00000	15.03827	0.00000
30	ENVULT MIN	0.00000	-20.03400	0.00000	-5.12110
30	ENVULT MIN	0.03125	-20.20900	0.00000	-5.29630
30	ENVULT MIN	0.06250	-20.38400	0.00000	-5.47512
30	ENVULT MIN	0.09375	-20.55900	0.00000	-5.65758
30	ENVULT MIN	0.12500	-20.73400	0.00000	-5.84371

2) 사용하중

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVUSE MAX	0.33333	0.00000	0.00000	0.88029
1	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	1.44700
1	ENVUSE MAX	0.66667	0.00000	0.00000	2.09808
1	ENVUSE MAX	0.83333	0.00000	0.00000	2.83354
1	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	3.65337
1	ENVUSE MIN	0.33333	-15.37676	-9.82730	-7.02931
1	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37676	-10.59418	-6.49205
1	ENVUSE MIN	0.66667	-15.37676	-11.36106	-5.87040
1	ENVUSE MIN	0.83333	-15.37676	-12.12794	-5.16438
1	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37676	-12.89482	-4.38944
2	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	3.65337
2	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	4.85273
2	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	6.15209
2	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	7.55145
2	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	9.05081
2	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37676	-12.89482	-4.38944
2	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37676	-13.41734	-3.27700
2	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37676	-13.93985	-2.06457
2	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37676	-14.78236	-0.75214
2	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37676	-15.78236	0.00000
3	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	9.05081
3	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	9.85643
3	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	10.70068
3	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	11.58356
3	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	12.50508
3	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37676	-15.78236	0.00000
3	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37676	-16.54361	0.00000
3	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37676	-17.30486	0.00000
3	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37676	-18.06611	0.00000
3	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37676	-18.82736	0.00000
4	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.98391	12.50508
4	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	12.92991
4	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	14.39425
4	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	16.89810
4	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	20.44146
4	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37676	-3.20396	0.00000
4	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37676	-5.89578	0.00000
4	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37676	-8.58762	0.00000
4	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37676	-12.02928	0.00000
4	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37676	-15.97803	0.00000
5	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	3.21433	20.44146
5	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	20.23740
5	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	21.07284
5	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	22.94780
5	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	25.86227
5	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37676	-0.76076	0.00000
5	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37676	-3.45266	0.00000
5	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37676	-6.14457	0.00000
5	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37676	-9.77093	0.00000
5	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37676	-13.71968	0.00000
6	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	4.82739	25.86227
6	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.87864	25.20105
6	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	25.57934
6	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	26.99715
6	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	29.45446
6	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37676	0.00000	0.00000
6	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37676	-1.61076	0.00000
6	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37676	-4.30276	0.00000
6	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37676	-8.06418	0.00000
6	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37676	-12.01293	0.00000
7	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	5.90058	29.45446
7	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	1.95183	28.48646
7	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	28.55797
7	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	29.66898
7	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	31.81951
7	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37676	0.00000	0.00000
7	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37676	-0.30316	0.00000
7	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37676	-2.99523	0.00000
7	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37676	-6.84898	0.00000
7	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37676	-10.79773	0.00000
8	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	6.52254	31.81951
8	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	2.57379	30.74189
8	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	30.87912
8	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	31.72506
8	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	33.46062
8	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37676	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37676	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37676	-2.13976	0.00000
8	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37676	-6.05068	0.00000
8	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37676	-9.99943	0.00000
9	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	6.78923	33.46062
9	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	2.84048	32.59805
9	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	32.62511
9	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	33.36090
9	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	34.80543
9	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37676	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37676	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37676	-1.64341	0.00000
9	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37676	-5.58428	0.00000
9	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37676	-9.53303	0.00000
10	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	6.80175	34.80543
10	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	2.85300	34.08562
10	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	34.07455
10	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	34.77223
10	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	36.17867
10	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37676	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37676	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37676	-1.40855	0.00000
10	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37676	-5.35730	0.00000
10	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37676	-9.30605	0.00000
11	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	6.57500	36.17867
11	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	5.76281	35.96467
11	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	5.02125	35.77933
11	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	4.35031	35.61865
11	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	3.75000	35.47866
11	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37676	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37676	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37676	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37676	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37676	0.00000	0.00000
12	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	3.75000	35.47866
12	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	2.95313	35.32065
12	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	2.06250	35.19908
12	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	1.07813	35.12098
12	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00015	35.09338
12	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37676	0.00000	0.00000
12	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37676	0.00000	0.00000
12	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37676	0.00000	0.00000
12	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37676	0.00000	0.00000
12	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37676	-0.13218	0.00000
13	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.13186	35.09338
13	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	35.12096
13	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	35.19904
13	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	35.32059
13	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	35.47857
13	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37094	-0.00019	0.00000
13	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37094	-1.07831	0.00000
13	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37094	-2.06269	0.00000
13	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37094	-2.95331	0.00000
13	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37094	-3.75019	0.00000
14	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	35.47857
14	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	35.61855
14	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	35.77922
14	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	35.96454
14	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	36.17853
14	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37094	-3.75019	0.00000
14	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37094	-4.35050	0.00000
14	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37094	-5.02144	0.00000
14	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37094	-5.76300	0.00000
14	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37094	-6.57519	0.00000
15	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	9.30571	36.17853
15	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	5.35696	34.77197
15	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	1.40821	34.07420
15	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	34.08521
15	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	34.80503
15	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37094	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37094	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37094	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37094	-2.85300	0.00000
15	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37094	-6.80175	0.00000
16	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	9.53270	34.80503
16	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	5.58395	33.36033
16	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	1.64346	32.62444
16	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	32.59736
16	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	33.46062
16	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37094	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37094	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37094	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37094	-2.84048	0.00000
16	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37094	-6.78923	0.00000
17	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	9.99910	33.46062
17	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	6.05035	31.72423
17	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	2.13972	30.87820
17	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	30.74099
17	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	31.81951
17	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37094	0.00000	0.00000

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37094	0.00000	0.00000
17	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37094	0.00000	0.00000
17	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37094	-2.57379	0.00000
17	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37094	-6.52254	0.00000
18	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	10.79742	31.81951
18	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	6.84867	29.66898
18	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	2.99508	28.55797
18	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.30238	28.48646
18	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	29.45446
18	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37094	0.00000	0.00000
18	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37094	0.00000	0.00000
18	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37094	0.00000	0.00000
18	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37094	-1.95183	0.00000
18	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37094	-5.90058	0.00000
19	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	12.01264	29.45446
19	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	8.06389	26.99715
19	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	4.30247	25.57934
19	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	1.60968	25.20105
19	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	25.86227
19	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37094	0.00000	0.00000
19	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37094	0.00000	0.00000
19	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37094	0.00000	0.00000
19	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37094	-0.87864	0.00000
19	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37094	-4.82739	0.00000
20	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	13.71944	25.86227
20	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	9.77069	22.94780
20	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	6.14411	21.07284
20	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	3.45125	20.23740
20	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.75836	20.44146
20	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37094	0.00000	0.00000
20	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37094	0.00000	0.00000
20	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37094	0.00000	0.00000
20	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37094	0.00000	0.00000
20	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37094	-3.21433	0.00000
21	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	15.97784	20.44146
21	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	12.02909	16.89810
21	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	8.58695	14.39425
21	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	5.89401	12.92991
21	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	3.20105	12.50508
21	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37094	0.00000	0.00000
21	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37094	0.00000	0.00000
21	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37094	0.00000	0.00000
21	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37094	0.00000	0.00000
21	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37094	-0.98391	0.00000
22	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	18.82726	12.50508
22	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	18.06601	11.58356
22	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	17.30476	10.70068
22	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	16.54351	9.85643
22	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	15.78226	9.05081
22	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37094	0.00000	0.00000
22	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37094	0.00000	0.00000
22	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37094	0.00000	0.00000
22	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37094	0.00000	0.00000
22	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37094	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	15.78226	9.05081
23	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	14.78226	7.55145
23	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	13.93953	6.15209
23	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	13.41655	4.85273
23	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	12.89356	3.65337
23	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37094	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MIN	0.25000	-15.37094	0.00000	-0.74984
23	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37094	0.00000	-2.06226
23	ENVUSE MIN	0.75000	-15.37094	0.00000	-3.27468
23	ENVUSE MIN	1.00000	-15.37094	0.00000	-4.38710
24	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	12.89356	3.65337
24	ENVUSE MAX	0.16667	0.00000	12.12632	2.83354
24	ENVUSE MAX	0.33333	0.00000	11.35908	2.09808
24	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	10.59183	1.44700
24	ENVUSE MAX	0.66667	0.00000	9.82459	0.88029
24	ENVUSE MIN	0.00000	-15.37094	0.00000	-4.38710
24	ENVUSE MIN	0.16667	-15.37094	0.00000	-5.16204
24	ENVUSE MIN	0.33333	-15.37094	0.00000	-5.86805
24	ENVUSE MIN	0.50000	-15.37094	0.00000	-6.48969
24	ENVUSE MIN	0.66667	-15.37094	0.00000	-7.02695
25	ENVUSE MAX	0.87500	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.90625	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.93750	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.96875	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MIN	0.87500	-14.81000	-9.39632	-3.65112
25	ENVUSE MIN	0.90625	-14.68500	-9.21198	-3.53482
25	ENVUSE MIN	0.93750	-14.56000	-9.02912	-3.42081
25	ENVUSE MIN	0.96875	-14.43500	-8.84775	-3.30909
25	ENVUSE MIN	1.00000	-14.31000	-8.66787	-3.19961
26	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
26	ENVUSE MIN	0.00000	-14.31000	-8.66787	-3.19961
26	ENVUSE MIN	0.25000	-12.48250	-6.20734	-1.84522
26	ENVUSE MIN	0.50000	-10.65500	-4.06393	-0.91151
26	ENVUSE MIN	0.75000	-8.82750	-2.26705	-0.33886
26	ENVUSE MIN	1.00000	-7.00000	-0.85432	-0.05950
27	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.02405	0.01263
27	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.02405	0.00842
27	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.02405	0.00421
27	ENVUSE MAX	1.00000	1.26287	0.02405	0.00000
27	ENVUSE MIN	0.00000	-7.00000	-0.85432	-0.05950
27	ENVUSE MIN	0.25000	-5.25000	-0.01040	-0.00546
27	ENVUSE MIN	0.50000	-3.50000	-0.01040	-0.00364
27	ENVUSE MIN	0.75000	-1.75000	-0.01040	-0.00182
27	ENVUSE MIN	1.00000	0.00000	-0.01040	0.00000
28	ENVUSE MAX	0.00000	1.26287	0.01040	0.00000
28	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.01040	0.00421
28	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.01040	0.00842
28	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.01040	0.01263
28	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.85474	0.00000
28	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	-0.02406	0.00000
28	ENVUSE MIN	0.25000	-1.75000	-0.02406	-0.00182
28	ENVUSE MIN	0.50000	-3.50000	-0.02406	-0.00364
28	ENVUSE MIN	0.75000	-5.25000	-0.02406	-0.00546
28	ENVUSE MIN	1.00000	-7.00000	0.00000	-0.05952
29	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.85474	0.00000
29	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	2.26826	0.00000
29	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	4.06538	0.00000
29	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	6.20903	0.00000
29	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	8.67022	0.00000
29	ENVUSE MIN	0.00000	-7.00000	0.00000	-0.05952
29	ENVUSE MIN	0.25000	-8.82750	0.00000	-0.33904
29	ENVUSE MIN	0.50000	-10.65500	0.00000	-0.91194
29	ENVUSE MIN	0.75000	-12.48250	0.00000	-1.84593
29	ENVUSE MIN	1.00000	-14.31000	0.00000	-3.20069
30	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	8.67022	0.00000
30	ENVUSE MAX	0.03125	0.00000	8.85017	0.00000
30	ENVUSE MAX	0.06250	0.00000	9.03160	0.00000
30	ENVUSE MAX	0.09375	0.00000	9.21452	0.00000
30	ENVUSE MAX	0.12500	0.00000	9.39892	0.00000
30	ENVUSE MIN	0.00000	-14.31000	0.00000	-3.20069
30	ENVUSE MIN	0.03125	-14.43500	0.00000	-3.31019
30	ENVUSE MIN	0.06250	-14.56000	0.00000	-3.42195
30	ENVUSE MIN	0.09375	-14.68500	0.00000	-3.53598
30	ENVUSE MIN	0.12500	-14.81000	0.00000	-3.65232

19. OUTPUT DATA (기능수행)

1) 계수하중

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVEQ MAX	0.33333	0.00000	0.00000	1.74048
1	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2.19658
1	ENVEQ MAX	0.66667	0.00000	0.00000	2.72861
1	ENVEQ MAX	0.83333	0.00000	0.00000	3.33658
1	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	4.02049
1	ENVEQ MIN	0.33333	-20.49031	-7.91905	-7.02887
1	ENVEQ MIN	0.50000	-20.41943	-9.26905	-6.38432
1	ENVEQ MIN	0.66667	-20.34856	-10.61905	-5.66811
1	ENVEQ MIN	0.83333	-20.27768	-11.96905	-4.85708
1	ENVEQ MIN	1.00000	-20.20681	-13.31905	-3.94481
2	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	4.02036
2	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	5.02790
2	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	6.12543
2	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	7.45142
2	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	9.16708
2	ENVEQ MIN	0.00000	-20.20692	-13.31896	-3.94474
2	ENVEQ MIN	0.25000	-20.11242	-14.51896	-2.63448
2	ENVEQ MIN	0.50000	-20.01792	-15.71896	-1.20421
2	ENVEQ MIN	0.75000	-19.92342	-16.91896	0.00000
2	ENVEQ MIN	1.00000	-19.82892	-18.11896	0.00000
3	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	9.16625
3	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	10.09059
3	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	11.06129
3	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	12.07835
3	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	13.14177
3	ENVEQ MIN	0.00000	-19.82900	-18.11887	0.00000
3	ENVEQ MIN	0.25000	-19.78104	-19.03237	0.00000
3	ENVEQ MIN	0.50000	-19.73308	-19.94587	0.00000
3	ENVEQ MIN	0.75000	-19.68512	-20.85937	0.00000
3	ENVEQ MIN	1.00000	-19.63716	-21.77287	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	2.50402	13.14230
4	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	13.21867
4	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	14.54244
4	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	17.11362
4	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	20.93222
4	ENVEQ MIN	0.00000	-20.29550	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.25000	-20.04673	-3.33186	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.50000	-19.79796	-8.07036	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.75000	-19.54919	-12.80886	0.00000
4	ENVEQ MIN	1.00000	-19.30042	-17.54736	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	5.65361	20.93222
5	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.91511	20.13586
5	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	20.58692
5	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	22.28538
5	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	25.23125
5	ENVEQ MIN	0.00000	-19.96015	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.25000	-19.71137	-0.17870	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.50000	-19.46260	-4.91720	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.75000	-19.21383	-9.65570	0.00000
5	ENVEQ MIN	1.00000	-18.96506	-14.39420	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	7.75958	25.23125
6	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	3.02108	23.85007
6	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	23.71629
6	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	24.82992
6	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	27.19096
6	ENVEQ MIN	0.00000	-19.62603	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.25000	-19.37726	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.50000	-19.12849	-2.74965	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.75000	-18.87972	-7.48815	0.00000
6	ENVEQ MIN	1.00000	-18.63094	-12.22665	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	8.97133	27.19096
7	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	4.23283	25.47178
7	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	25.00000
7	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	25.77564
7	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	27.79868
7	ENVEQ MIN	0.00000	-19.29313	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.25000	-19.04436	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.50000	-18.79559	-1.44552	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.75000	-18.54682	-6.18402	0.00000
7	ENVEQ MIN	1.00000	-18.29805	-10.92252	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	9.45114	27.79868
8	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	4.71264	25.94368
8	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.18074	25.33609
8	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	25.97591
8	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	27.86313
8	ENVEQ MIN	0.00000	-18.96142	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.25000	-18.71265	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.50000	-18.46388	-0.86275	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.75000	-18.21511	-5.60125	0.00000
8	ENVEQ MIN	1.00000	-17.96634	-10.33975	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	9.36531	27.86313
9	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	4.62681	26.02864
9	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.09401	25.44155
9	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	26.10188
9	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	28.00961
9	ENVEQ MIN	0.00000	-18.63089	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.25000	-18.38212	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.50000	-18.13335	-0.84864	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.75000	-17.88458	-5.58714	0.00000
9	ENVEQ MIN	1.00000	-17.63581	-10.32564	0.00000
10	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	8.88077	28.00961
10	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	4.14227	26.30588
10	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	25.84956
10	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	26.64065
10	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	28.67915
10	ENVEQ MIN	0.00000	-18.30151	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.25000	-18.05274	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.50000	-17.80397	-1.24406	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.75000	-17.55520	-5.98256	0.00000
10	ENVEQ MIN	1.00000	-17.65087	-10.72106	0.00000
11	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	8.18923	28.67818
11	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	7.21460	28.24826
11	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	6.32473	27.87101
11	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	5.51960	27.54165
11	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	4.79923	27.25538
11	ENVEQ MIN	0.00000	-17.97312	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.25000	-17.91973	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.50000	-17.86634	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.75000	-17.81295	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	1.00000	-17.75955	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	4.80056	27.25755
12	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	3.84431	26.93910
12	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	2.77556	26.69659
12	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1.59431	26.53845
12	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.30056	26.47313
12	ENVEQ MIN	0.00000	-17.75962	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.25000	-17.68874	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.50000	-17.61787	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.75000	-17.54699	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MIN	1.00000	-17.47966	-0.39042	0.00000
13	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.39017	26.47393
13	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	26.53802
13	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	26.69597
13	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	26.93829
13	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	27.25655
13	ENVEQ MIN	0.00000	-17.47956	-0.29797	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.25000	-17.55044	-1.59154	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.50000	-17.62131	-2.77279	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.75000	-17.69219	-3.84154	0.00000
13	ENVEQ MIN	1.00000	-17.76306	-4.79779	0.00000
14	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	27.25667
14	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	27.54284
14	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	27.87211
14	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	28.24926
14	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	28.67908
14	ENVEQ MIN	0.00000	-17.76300	-4.79731	0.00000
14	ENVEQ MIN	0.25000	-17.81639	-5.51769	0.00000
14	ENVEQ MIN	0.50000	-17.86978	-6.32281	0.00000
14	ENVEQ MIN	0.75000	-17.92317	-7.21269	0.00000
14	ENVEQ MIN	1.00000	-17.97657	-8.18731	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	10.72088	28.67907
15	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	5.98238	26.64058
15	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1.24388	25.84950
15	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	26.30583
15	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	28.00957
15	ENVEQ MIN	0.00000	-17.64726	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.25000	-17.55847	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.50000	-17.80724	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.75000	-18.05601	-4.14231	0.00000
15	ENVEQ MIN	1.00000	-18.30478	-8.88081	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	10.32543	28.00957
16	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	5.58693	26.10184
16	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.84843	25.44152
16	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	26.02861
16	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	27.86311
16	ENVEQ MIN	0.00000	-17.63890	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.25000	-17.88768	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.50000	-18.13645	-0.09406	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.75000	-18.38522	-4.62683	0.00000
16	ENVEQ MIN	1.00000	-18.63399	-9.36533	0.00000
17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	10.33952	27.86311
17	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	5.60102	25.97589
17	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.86252	25.33608
17	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	25.94367

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	27.79868
17	ENVEQ MIN	0.00000	-17.96927	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.25000	-18.21804	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.50000	-18.46681	-0.18077	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.75000	-18.71558	-4.71265	0.00000
17	ENVEQ MIN	1.00000	-18.96435	-9.45115	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	10.92227	27.79868
18	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	6.18377	25.77564
18	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1.44527	25.00000
18	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	25.47178
18	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	27.19097
18	ENVEQ MIN	0.00000	-18.30080	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.25000	-18.54957	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.50000	-18.79834	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.75000	-19.04712	-4.23284	0.00000
18	ENVEQ MIN	1.00000	-19.29589	-8.97134	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	12.22639	27.19097
19	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	7.48789	24.82993
19	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	2.74939	23.71629
19	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	23.85007
19	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	25.23126
19	ENVEQ MIN	0.00000	-18.63353	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.25000	-18.88230	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.50000	-19.13107	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.75000	-19.37985	-3.02108	0.00000
19	ENVEQ MIN	1.00000	-19.62862	-7.75958	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	14.39395	25.23126
20	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	9.65545	22.28539
20	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	4.91695	20.58692
20	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.17845	20.13587
20	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	20.93223
20	ENVEQ MIN	0.00000	-18.96748	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.25000	-19.21625	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.50000	-19.46502	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.75000	-19.71379	-0.91511	0.00000
20	ENVEQ MIN	1.00000	-19.96256	-5.65361	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	17.54716	20.93223
21	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	12.80866	17.11363
21	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	8.07016	14.54244
21	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	3.33166	13.21867
21	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	13.14230
21	ENVEQ MIN	0.00000	-19.30266	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.25000	-19.55143	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.50000	-19.80020	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.75000	-20.04897	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MIN	1.00000	-20.29775	-2.50401	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	21.77063	13.14190
22	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	20.85713	12.07849
22	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	19.94363	11.06144
22	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	19.03013	10.09075
22	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	18.11663	9.16641
22	ENVEQ MIN	0.00000	-19.63922	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.25000	-19.68718	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.50000	-19.73514	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.75000	-19.78310	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MIN	1.00000	-19.83106	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	18.11706	9.16704
23	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	16.91706	7.45138
23	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	15.71706	6.12542
23	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	14.51706	5.02784
23	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	13.31706	4.02026
23	ENVEQ MIN	0.00000	-19.83100	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MIN	0.25000	-19.92550	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MIN	0.50000	-20.02000	0.00000	-1.20235
23	ENVEQ MIN	0.75000	-20.11450	0.00000	-2.63244
23	ENVEQ MIN	1.00000	-20.20900	0.00000	-3.94254
24	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	13.31765	4.02086
24	ENVEQ MAX	0.16667	0.00000	11.96765	3.33691
24	ENVEQ MAX	0.33333	0.00000	10.61765	2.72891
24	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	9.26765	2.19684
24	ENVEQ MAX	0.66667	0.00000	7.91765	1.74070
24	ENVEQ MIN	0.00000	-20.20888	0.00000	-3.94372
24	ENVEQ MIN	0.16667	-20.27975	0.00000	-4.85590
24	ENVEQ MIN	0.33333	-20.35063	0.00000	-5.66683
24	ENVEQ MIN	0.50000	-20.42150	0.00000	-6.38298
24	ENVEQ MIN	0.66667	-20.49238	0.00000	-7.02743
25	ENVEQ MAX	0.87500	0.00000	0.93303	0.69091
25	ENVEQ MAX	0.90625	0.00000	0.92516	0.67930
25	ENVEQ MAX	0.93750	0.00000	0.91728	0.66778
25	ENVEQ MAX	0.96875	0.00000	0.90941	0.65636
25	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.90153	0.64505
25	ENVEQ MIN	0.87500	-17.77202	-9.11083	-3.95767
25	ENVEQ MIN	0.90625	-17.62202	-8.94981	-3.84479
25	ENVEQ MIN	0.93750	-17.47202	-8.78989	-3.73392
25	ENVEQ MIN	0.96875	-17.32202	-8.63107	-3.62504
25	ENVEQ MIN	1.00000	-17.17202	-8.47337	-3.51814
26	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.90153	0.64505
26	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.78640	0.49081
26	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.67127	0.35762
26	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.55613	0.24546
26	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.44100	0.15435
26	ENVEQ MIN	0.00000	-17.17201	-8.47336	-3.51814
26	ENVEQ MIN	0.25000	-14.97901	-6.29369	-2.17239
26	ENVEQ MIN	0.50000	-12.78601	-4.34994	-1.20343
26	ENVEQ MIN	0.75000	-10.59301	-2.66401	-0.56687
26	ENVEQ MIN	1.00000	-8.40001	-1.26388	-0.21232
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.44100	0.15435
27	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.33075	0.08682
27	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.22050	0.03859
27	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.11025	0.00965
27	ENVEQ MAX	1.00000	0.22411	0.02077	0.00000
27	ENVEQ MIN	0.00000	-8.40000	-1.26388	-0.21232
27	ENVEQ MIN	0.25000	-6.30000	-0.33075	-0.08682
27	ENVEQ MIN	0.50000	-4.20000	-0.22050	-0.03859
27	ENVEQ MIN	0.75000	-2.10000	-0.11025	-0.00965
27	ENVEQ MIN	1.00000	0.00000	-0.02849	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.22421	0.02849	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.11025	0.00965
28	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.22050	0.03859
28	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.33075	0.08682
28	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1.26419	0.15435
28	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	-0.02078	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.25000	-2.10000	-0.11025	-0.00965
28	ENVEQ MIN	0.50000	-4.20000	-0.22050	-0.03859
28	ENVEQ MIN	0.75000	-6.30000	-0.33075	-0.08682
28	ENVEQ MIN	1.00000	-8.40000	-0.44100	-0.21233
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1.26419	0.15435
29	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2.66490	0.24546
29	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	4.35101	0.35762
29	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	6.29494	0.49081
29	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	8.47512	0.64505
29	ENVEQ MIN	0.00000	-8.40001	-0.44100	-0.21233
29	ENVEQ MIN	0.25000	-10.59301	-0.55613	-0.56700
29	ENVEQ MIN	0.50000	-12.78601	-0.67127	-1.20374
29	ENVEQ MIN	0.75000	-14.97901	-0.78640	-2.17292
29	ENVEQ MIN	1.00000	-17.17201	-0.90153	-3.51894
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	8.47512	0.64505
30	ENVEQ MAX	0.03125	0.00000	8.63287	0.65636
30	ENVEQ MAX	0.06250	0.00000	8.79173	0.66778
30	ENVEQ MAX	0.09375	0.00000	8.95170	0.67930
30	ENVEQ MAX	0.12500	0.00000	9.11277	0.69091
30	ENVEQ MIN	0.00000	-17.17202	-0.90153	-3.51894
30	ENVEQ MIN	0.03125	-17.32202	-0.90941	-3.62586
30	ENVEQ MIN	0.06250	-17.47202	-0.91728	-3.73476
30	ENVEQ MIN	0.09375	-17.62202	-0.92516	-3.84566
30	ENVEQ MIN	0.12500	-17.77202	-0.93303	-3.95856

20. OUTPUT DATA (붕괴방지)

1) 계수하중

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

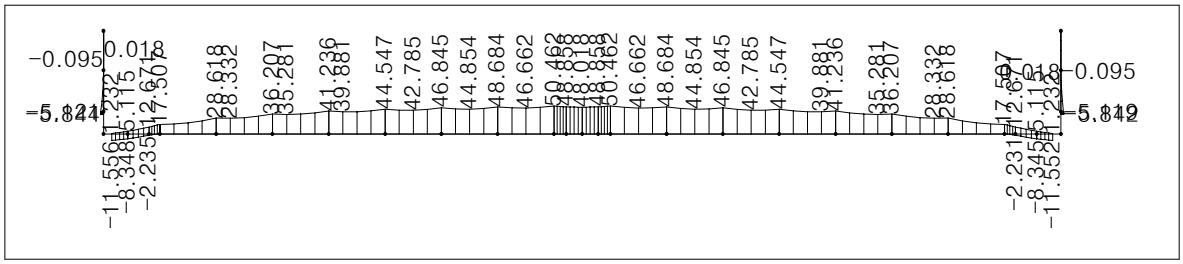
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVEQ MAX	0.33333	0.00000	0.00000	3.25579
1	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	3.70647
1	ENVEQ MAX	0.66667	0.00000	0.00000	4.23309
1	ENVEQ MAX	0.83333	0.00000	0.00000	4.83564
1	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	5.51413
1	ENVEQ MIN	0.33333	-35.50560	-8.02664	-9.02553
1	ENVEQ MIN	0.50000	-35.33235	-9.37664	-8.37291
1	ENVEQ MIN	0.66667	-35.15910	-10.72664	-7.61904
1	ENVEQ MIN	0.83333	-34.98585	-12.07664	-6.76391
1	ENVEQ MIN	1.00000	-34.81260	-13.42664	-5.80754
2	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	5.51170
2	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	6.51189
2	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	7.60209
2	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	8.92030
2	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	10.62863
2	ENVEQ MIN	0.00000	-34.81260	-13.42458	-5.81376
2	ENVEQ MIN	0.25000	-34.58160	-14.62458	-4.47746
2	ENVEQ MIN	0.50000	-34.35060	-15.82458	-3.03720
2	ENVEQ MIN	0.75000	-34.11960	-17.02458	-1.47694
2	ENVEQ MIN	1.00000	-33.88860	-18.22458	0.00000
3	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	10.62774
3	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	11.54828
3	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	12.51517
3	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	13.52842
3	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	14.58804
3	ENVEQ MIN	0.00000	-33.88859	-18.22204	0.00000
3	ENVEQ MIN	0.25000	-33.77136	-19.13554	0.00000
3	ENVEQ MIN	0.50000	-33.65413	-20.04904	0.00000
3	ENVEQ MIN	0.75000	-33.53690	-20.96254	0.00000
3	ENVEQ MIN	1.00000	-33.41966	-21.87604	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	2.63529	14.58867
4	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	14.62799
4	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	15.91473
4	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	18.44888
4	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	22.23044
4	ENVEQ MIN	0.00000	-34.81745	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.25000	-34.20935	-3.52060	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.50000	-33.60124	-8.25910	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.75000	-32.99313	-12.99760	0.00000
4	ENVEQ MIN	1.00000	-32.38502	-17.73610	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	5.81936	22.23044
5	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1.08086	21.38726
5	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	21.79149
5	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	23.44314
5	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	26.34219
5	ENVEQ MIN	0.00000	-33.78494	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.25000	-33.17683	-0.41539	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.50000	-32.56872	-5.15389	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.75000	-31.96061	-9.89239	0.00000
5	ENVEQ MIN	1.00000	-31.35251	-14.63089	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	7.94135	26.34219
6	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	3.20285	24.90960
6	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	24.72441
6	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	25.78664
6	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	28.09627
6	ENVEQ MIN	0.00000	-32.75448	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.25000	-32.14638	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.50000	-31.53827	-3.00616	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.75000	-30.93016	-7.74466	0.00000
6	ENVEQ MIN	1.00000	-30.32205	-12.48316	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	9.15757	28.09627
7	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	4.41907	26.32434
7	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.02558	25.79981
7	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	26.52270
7	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	28.49300
7	ENVEQ MIN	0.00000	-31.72603	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.25000	-31.11792	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.50000	-30.50982	-1.70346	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.75000	-29.90171	-6.44196	0.00000
7	ENVEQ MIN	1.00000	-29.29360	-11.18046	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	9.63600	28.49300
8	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	4.89750	26.58556
8	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.36940	25.92553
8	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	26.51291
8	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	28.34770
8	ENVEQ MIN	0.00000	-30.69952	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.25000	-30.09141	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.50000	-29.48330	-1.11167	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.75000	-28.87519	-5.85017	0.00000
8	ENVEQ MIN	1.00000	-28.26709	-10.58867	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	9.54734	28.34770
9	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	4.80884	26.46152
9	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.28440	25.82274
9	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	26.43137
9	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	28.28742
9	ENVEQ MIN	0.00000	-29.67487	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.25000	-29.06676	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.50000	-28.45865	-1.08422	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.75000	-27.85055	-5.82272	0.00000
9	ENVEQ MIN	1.00000	-27.24244	-10.56122	0.00000
10	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	9.06160	28.28742
10	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	4.32310	26.53233
10	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	26.02464
10	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	26.76437
10	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	28.75151
10	ENVEQ MIN	0.00000	-28.65202	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.25000	-28.04392	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.50000	-27.43581	-1.46639	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.75000	-26.82770	-6.20489	0.00000
10	ENVEQ MIN	1.00000	-26.61815	-10.94339	0.00000
11	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	8.39727	28.75226
11	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	7.42264	28.31136
11	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	6.53277	27.92314
11	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	5.72764	27.58280
11	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	5.00727	27.28556
11	ENVEQ MIN	0.00000	-27.63094	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.25000	-27.50043	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.50000	-27.36991	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.75000	-27.23940	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	1.00000	-27.10888	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	5.00695	27.28373
12	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	4.05070	26.95082
12	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	2.98195	26.69385
12	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1.80070	26.52124
12	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.50816	26.44146
12	ENVEQ MIN	0.00000	-27.10885	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.25000	-26.93560	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.50000	-26.76235	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.75000	-26.58910	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MIN	1.00000	-26.41965	-0.58860	0.00000
13	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.58527	26.44171
13	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	26.52150
13	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	26.69427
13	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	26.95142
13	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	27.28451
13	ENVEQ MIN	0.00000	-26.41965	-0.51018	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.25000	-26.59290	-1.80393	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.50000	-26.76615	-2.98518	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.75000	-26.93940	-4.05393	0.00000
13	ENVEQ MIN	1.00000	-27.11265	-5.01018	0.00000
14	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	27.28414
14	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	27.58148
14	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	27.92192
14	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	28.31024
14	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	28.75123
14	ENVEQ MIN	0.00000	-27.11268	-5.00973	0.00000
14	ENVEQ MIN	0.25000	-27.24319	-5.73011	0.00000
14	ENVEQ MIN	0.50000	-27.37371	-6.53523	0.00000
14	ENVEQ MIN	0.75000	-27.50422	-7.42511	0.00000
14	ENVEQ MIN	1.00000	-27.63474	-8.39973	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	10.94320	28.75141
15	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	6.20470	26.76428
15	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1.46620	26.02457
15	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	26.53226
15	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	28.28737
15	ENVEQ MIN	0.00000	-26.61416	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.25000	-26.83132	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.50000	-27.43943	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.75000	-28.04753	-4.32314	0.00000
15	ENVEQ MIN	1.00000	-28.65564	-9.06164	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	10.56100	28.28737
16	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	5.82250	26.43133
16	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1.08400	25.82270
16	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	26.46149
16	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	28.34768
16	ENVEQ MIN	0.00000	-27.24587	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.25000	-27.85398	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.50000	-28.46209	-0.28446	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.75000	-29.07019	-4.80887	0.00000
16	ENVEQ MIN	1.00000	-29.67830	-9.54737	0.00000
17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	10.58841	28.34768
17	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	5.84991	26.51289
17	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1.11141	25.92552
17	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	26.58555

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	28.49300
17	ENVEQ MIN	0.00000	-28.27034	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.25000	-28.87845	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.50000	-29.48655	-0.36943	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.75000	-30.09466	-4.89752	0.00000
17	ENVEQ MIN	1.00000	-30.70277	-9.63602	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	11.18018	28.49300
18	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	6.44168	26.52270
18	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1.70318	25.79982
18	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	26.32434
18	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	28.09628
18	ENVEQ MIN	0.00000	-29.29667	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.25000	-29.90478	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.50000	-30.51289	-0.02559	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.75000	-31.12099	-4.41908	0.00000
18	ENVEQ MIN	1.00000	-31.72910	-9.15758	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	12.48287	28.09628
19	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	7.74437	25.78664
19	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	3.00587	24.72442
19	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	24.90960
19	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	26.34220
19	ENVEQ MIN	0.00000	-30.32494	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.25000	-30.93305	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.50000	-31.54116	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.75000	-32.14926	-3.20285	0.00000
19	ENVEQ MIN	1.00000	-32.75737	-7.94135	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	14.63061	26.34220
20	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	9.89211	23.44315
20	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	5.15361	21.79150
20	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.41511	21.38727
20	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	22.23044
20	ENVEQ MIN	0.00000	-31.35521	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.25000	-31.96332	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.50000	-32.57143	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.75000	-33.17953	-1.08086	0.00000
20	ENVEQ MIN	1.00000	-33.78764	-5.81936	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	17.73588	22.23044
21	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	12.99738	18.44888
21	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	8.25888	15.91473
21	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	3.52038	14.62800
21	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	14.58867
21	ENVEQ MIN	0.00000	-32.38755	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.25000	-32.99566	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.50000	-33.60376	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.75000	-34.21187	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MIN	1.00000	-34.81998	-2.63529	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	21.87414	14.58881
22	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	20.96064	13.52925
22	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	20.04714	12.51605
22	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	19.13364	11.54921
22	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	18.22014	10.62873
22	ENVEQ MIN	0.00000	-33.42199	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.25000	-33.53922	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.50000	-33.65646	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.75000	-33.77369	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MIN	1.00000	-33.89092	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	18.21781	10.62863
23	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	17.01781	8.92077
23	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	15.81781	7.60271
23	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	14.61781	6.51283
23	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	13.41781	5.51294
23	ENVEQ MIN	0.00000	-33.89095	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MIN	0.25000	-34.12195	0.00000	-1.47419
23	ENVEQ MIN	0.50000	-34.35295	0.00000	-3.03379
23	ENVEQ MIN	0.75000	-34.58395	0.00000	-4.47339
23	ENVEQ MIN	1.00000	-34.81495	0.00000	-5.80892
24	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	13.41579	5.51018
24	ENVEQ MAX	0.16667	0.00000	12.06579	4.83208
24	ENVEQ MAX	0.33333	0.00000	10.71579	4.22992
24	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	9.36579	3.70369
24	ENVEQ MAX	0.66667	0.00000	8.01579	3.25340
24	ENVEQ MIN	0.00000	-34.81494	0.00000	-5.81341
24	ENVEQ MIN	0.16667	-34.98819	0.00000	-6.76897
24	ENVEQ MIN	0.33333	-35.16144	0.00000	-7.62328
24	ENVEQ MIN	0.50000	-35.33469	0.00000	-8.37634
24	ENVEQ MIN	0.66667	-35.50794	0.00000	-9.02815
25	ENVEQ MAX	0.87500	0.00000	2.28077	1.68891
25	ENVEQ MAX	0.90625	0.00000	2.26152	1.66052
25	ENVEQ MAX	0.93750	0.00000	2.24227	1.63237
25	ENVEQ MAX	0.96875	0.00000	2.22302	1.60446
25	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	2.20377	1.57680
25	ENVEQ MIN	0.87500	-17.77201	-11.06793	-5.14790
25	ENVEQ MIN	0.90625	-17.62201	-10.87993	-5.01073
25	ENVEQ MIN	0.93750	-17.47201	-10.69323	-4.87590
25	ENVEQ MIN	0.96875	-17.32201	-10.50783	-4.74339
25	ENVEQ MIN	1.00000	-17.17201	-10.32372	-4.61320
26	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	2.20376	1.57680
26	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1.92233	1.19977
26	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1.64089	0.87419
26	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1.35946	0.60003
26	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1.07802	0.37731
26	ENVEQ MIN	0.00000	-17.17201	-10.32367	-4.61320
26	ENVEQ MIN	0.25000	-14.97901	-7.77969	-2.96321
26	ENVEQ MIN	0.50000	-12.78601	-5.51224	-1.75287
26	ENVEQ MIN	0.75000	-10.59301	-3.54696	-0.93018
26	ENVEQ MIN	1.00000	-8.40001	-1.91667	-0.43605
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1.07801	0.37731
27	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.80852	0.21224
27	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.53902	0.09433
27	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.26952	0.02358
27	ENVEQ MAX	1.00000	0.22426	0.04477	0.00001
27	ENVEQ MIN	0.00000	-8.40000	-1.91662	-0.43605
27	ENVEQ MIN	0.25000	-6.30000	-0.80852	-0.21224
27	ENVEQ MIN	0.50000	-4.20000	-0.53902	-0.09433
27	ENVEQ MIN	0.75000	-2.10000	-0.26952	-0.02359
27	ENVEQ MIN	1.00000	0.00000	-0.05093	-0.00004
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.22430	0.05098	0.00004
28	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.26952	0.02358
28	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.53902	0.09433
28	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.80852	0.21224
28	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1.91698	0.37731
28	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	-0.04473	-0.00001
28	ENVEQ MIN	0.25000	-2.10000	-0.26952	-0.02359
28	ENVEQ MIN	0.50000	-4.20000	-0.53902	-0.09433
28	ENVEQ MIN	0.75000	-6.30000	-0.80852	-0.21224
28	ENVEQ MIN	1.00000	-8.40000	-1.07801	-0.43606
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1.91703	0.37731
29	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	3.54801	0.60003
29	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	5.51349	0.87419
29	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	7.78115	1.19977
29	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	10.32569	1.57680
29	ENVEQ MIN	0.00000	-8.40001	-1.07802	-0.43606
29	ENVEQ MIN	0.25000	-10.59301	-1.35946	-0.93034
29	ENVEQ MIN	0.50000	-12.78601	-1.64089	-1.75324
29	ENVEQ MIN	0.75000	-14.97901	-1.92233	-2.96382
29	ENVEQ MIN	1.00000	-17.17201	-2.20376	-4.61412
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	10.32574	1.57680
30	ENVEQ MAX	0.03125	0.00000	10.50990	1.60446
30	ENVEQ MAX	0.06250	0.00000	10.69536	1.63237
30	ENVEQ MAX	0.09375	0.00000	10.88211	1.66052
30	ENVEQ MAX	0.12500	0.00000	11.07016	1.68891
30	ENVEQ MIN	0.00000	-17.17201	-2.20377	-4.61412
30	ENVEQ MIN	0.03125	-17.32201	-2.22302	-4.74434
30	ENVEQ MIN	0.06250	-17.47201	-2.24227	-4.87687
30	ENVEQ MIN	0.09375	-17.62201	-2.26152	-5.01173
30	ENVEQ MIN	0.12500	-17.77201	-2.28077	-5.14893

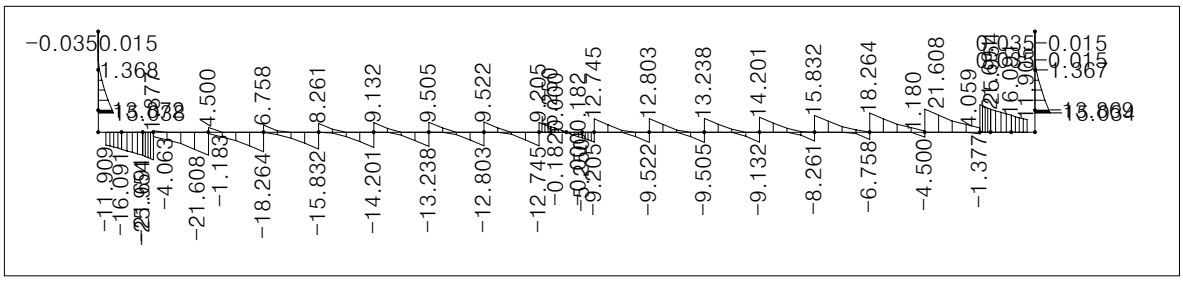
21. 단면력정리

21.1 상시

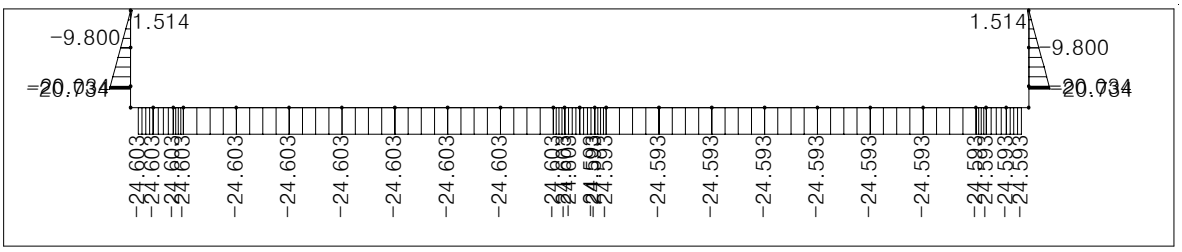
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



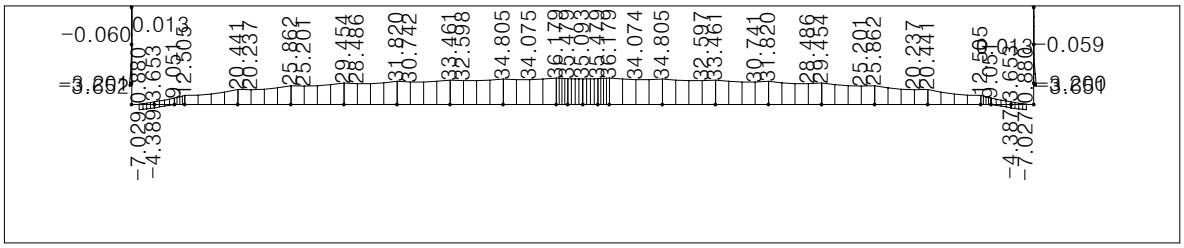
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

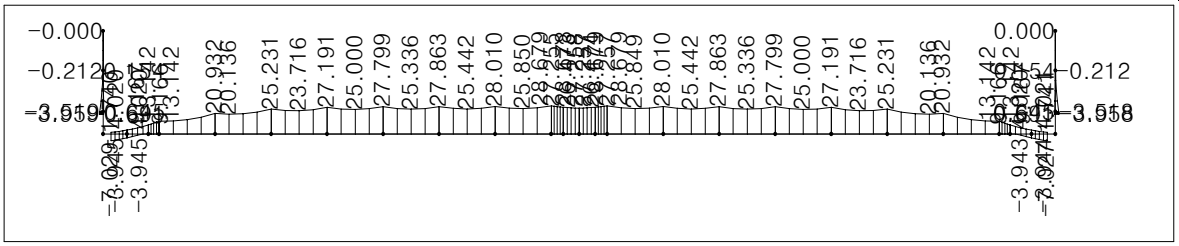


5) 단면력 정리

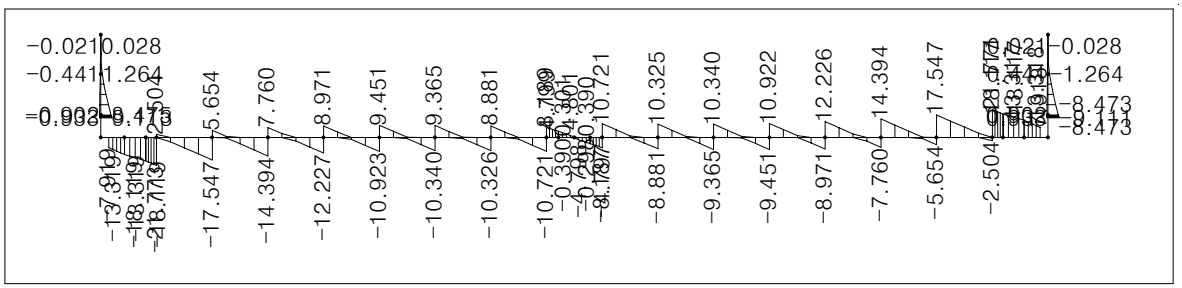
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	11.56	19.59	24.60	7.03	1000.00	683.33	
		측구부	2	12.67	11.91	24.60	9.05	1000.00	600.00	
		중앙부	3	46.85	13.24	24.60	33.46	1000.00	600.00	
		우측	4	48.02	7.00	24.60	35.09	1000.00	600.00	
	2 경간	좌측	5	48.02	7.00	24.59	35.09	1000.00	600.00	
		중앙부	6	46.85	13.24	24.59	33.46	1000.00	600.00	
		측구부	7	12.67	0.18	24.59	9.05	1000.00	600.00	
		우측	8	11.55	19.59	24.59	7.03	1000.00	683.33	
좌측 벽체	1 층	중앙부	9	1.46	6.51	14.92	0.91	1000.00	400.00	
		하부	10	5.84	7.73	20.73	3.65	1000.00	483.33	
우측 벽체	1 층	중앙부	11	1.46	6.50	14.92	0.91	1000.00	400.00	
		하부	12	5.84	7.73	20.73	3.65	1000.00	483.33	

21.2 지진시(기능수행)

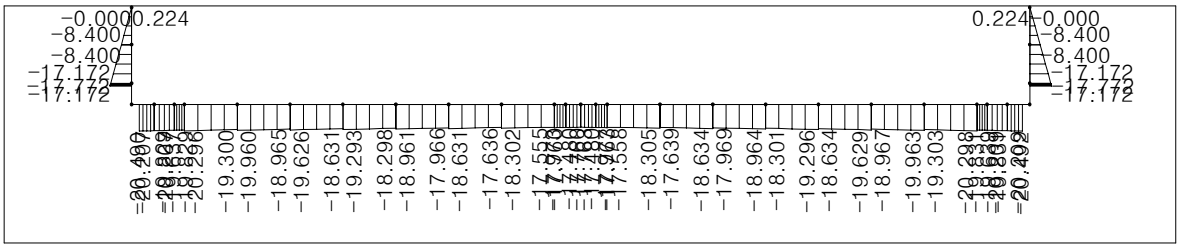
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

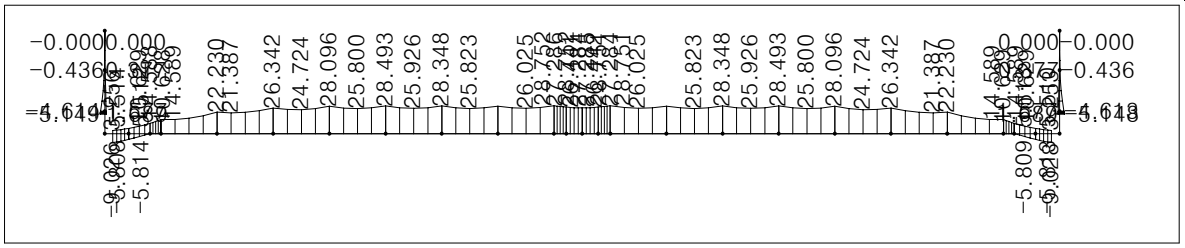


4) 단면력 정리

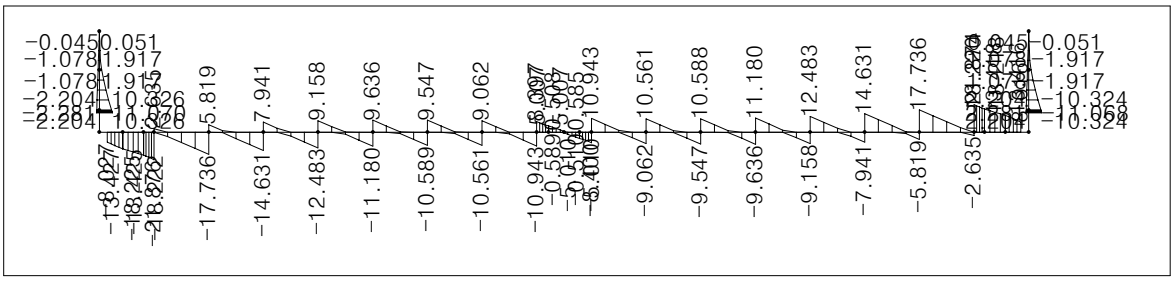
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	7.03	16.32	20.49	1000.00	683.33	
		측구부	2	9.17	7.92	20.49	1000.00	600.00	
		중앙부	3	27.86	10.34	17.97	1000.00	600.00	
		우측	4	26.47	5.80	17.48	1000.00	600.00	
	2 경간	좌측	5	26.47	5.80	17.48	1000.00	600.00	
		중앙부	6	27.86	10.34	18.63	1000.00	600.00	
		측구부	7	9.17	0.39	19.83	1000.00	600.00	
		우측	8	7.03	16.32	20.49	1000.00	683.33	
좌측 벽체	1 층	중앙부	9	1.20	4.35	12.79	1000.00	400.00	
		하부	10	3.96	5.05	17.77	1000.00	483.33	
우측 벽체	1 층	중앙부	11	1.20	4.35	12.79	1000.00	400.00	
		하부	12	3.96	5.05	17.77	1000.00	483.33	

21.3 지진시(붕괴방지)

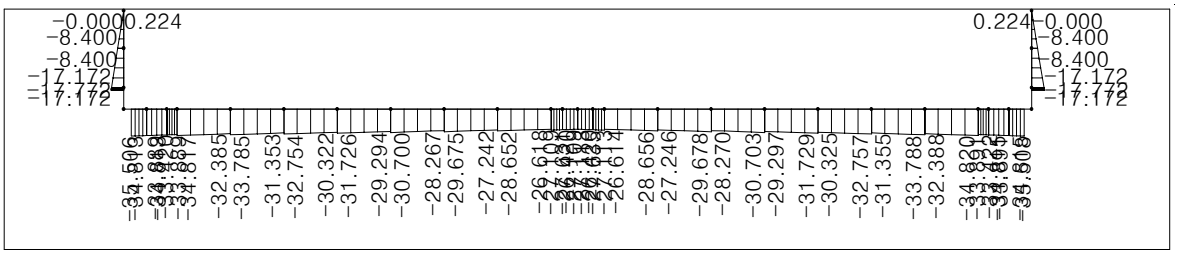
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	9.03	16.43	35.51	1000.00	683.33	
		측구부	2	10.63	8.03	35.51	1000.00	600.00	
		중앙부	3	28.35	10.59	28.27	1000.00	600.00	
		우측	4	26.44	6.02	26.42	1000.00	600.00	
	2 경간	좌측	5	26.44	6.02	26.42	1000.00	600.00	
		중앙부	6	28.35	10.59	29.68	1000.00	600.00	
		측구부	7	10.63	0.59	33.89	1000.00	600.00	
		우측	8	9.03	16.42	35.51	1000.00	683.33	
좌측 벽체	1 층	중앙부	9	1.75	5.51	12.79	1000.00	400.00	
		하부	10	5.15	6.33	17.77	1000.00	483.33	
우측 벽체	1 층	중앙부	11	1.75	5.51	12.79	1000.00	400.00	
		하부	12	5.15	6.33	17.77	1000.00	483.33	

21.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-11.56	-	-9.03	-7.03	-11.56	
		측구부	2	12.67	-	10.63	9.17	12.67	
		중앙부	3	46.85	-	28.35	27.86	46.85	
		우측	4	48.02	-	26.44	26.47	48.02	
	2 경간	좌측	5	48.02	-	26.44	26.47	48.02	
		중앙부	6	46.85	-	28.35	27.86	46.85	
		측구부	7	12.67	-	10.63	9.17	12.67	
		우측	8	-11.55	-	-9.03	-7.03	-11.55	
좌측 벽체	1 층	중앙부	9	-1.46	-	-1.75	-1.20	-1.75	
		하부	10	-5.84	-	-5.15	-3.96	-5.84	
우측 벽체	1 층	중앙부	11	-1.46	-	-1.75	-1.20	-1.75	
		하부	12	-5.84	-	-5.15	-3.96	-5.84	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-19.59	-	-16.43	-16.32	-19.59	
		측구부	2	-11.91	-	-8.03	-7.92	-11.91	
		중앙부	3	-13.24	-	-10.59	-10.34	-13.24	
		우측	4	-7.00	-	-6.02	-5.80	-7.00	
	2 경간	좌측	5	7.00	-	6.02	5.80	7.00	
		중앙부	6	13.24	-	10.59	10.34	13.24	
		측구부	7	0.18	-	0.59	0.39	0.59	
		우측	8	19.59	-	16.42	16.32	19.59	
좌측 벽체	1 층	중앙부	9	6.51	-	5.51	4.35	6.51	
		하부	10	7.73	-	6.33	5.05	7.73	
우측 벽체	1 층	중앙부	11	-6.50	-	-5.51	-4.35	-6.50	
		하부	12	-7.73	-	-6.33	-5.05	-7.73	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-24.60	-	-35.51	-20.49	-35.51	
		측구부	2	-24.60	-	-35.51	-20.49	-35.51	
		중앙부	3	-24.60	-	-28.27	-17.97	-28.27	
		우측	4	-24.60	-	-26.42	-17.48	-26.42	
	2 경간	좌측	5	-24.59	-	-26.42	-17.48	-26.42	
		중앙부	6	-24.59	-	-29.68	-18.63	-29.68	
		측구부	7	-24.59	-	-33.89	-19.83	-33.89	
		우측	8	-24.59	-	-35.51	-20.49	-35.51	
좌측 벽체	1 층	중앙부	9	-14.92	-	-12.79	-12.79	-14.92	
		하부	10	-20.73	-	-17.77	-17.77	-20.73	
우측 벽체	1 층	중앙부	11	-14.92	-	-12.79	-12.79	-14.92	
		하부	12	-20.73	-	-17.77	-17.77	-20.73	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-7.03	-	-	-	-7.03	
		측구부	2	9.05	-	-	-	9.05	
		중앙부	3	33.46	-	-	-	33.46	
		우측	4	35.09	-	-	-	35.09	
	2 경간	좌측	5	35.09	-	-	-	35.09	
		중앙부	6	33.46	-	-	-	33.46	
		측구부	7	9.05	-	-	-	9.05	
		우측	8	-7.03	-	-	-	-7.03	
좌측 벽체	1 층	중앙부	9	-0.91	-	-	-	-0.91	
		하부	10	-3.65	-	-	-	-3.65	
우측 벽체	1 층	중앙부	11	-0.91	-	-	-	-0.91	
		하부	12	-3.65	-	-	-	-3.65	

22. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	583	11.56	197.99	58.32	H13 - 8.0EA	1013.60	17.13
		측구부	2	1000	320	12.67	54.38	116.83	H13 - 4.0EA	506.80	4.29
		중앙부	3	1000	520	46.84	176.16	266.15	H13 - 8.0EA	1013.60	3.76
		우측	4	1000	520	48.02	176.16	272.84	H13 - 8.0EA	1013.60	3.67
	2경간	좌측	5	1000	520	48.02	176.16	272.84	H13 - 8.0EA	1013.60	3.67
		중앙부	6	1000	520	46.84	176.16	266.15	H13 - 8.0EA	1013.60	3.76
		측구부	7	1000	320	12.67	54.38	116.83	H13 - 4.0EA	506.80	4.29
		우측	8	1000	583	11.55	197.99	58.30	H13 - 8.0EA	1013.60	17.14
좌측벽체	1층	중앙부	9	1000	300	1.75	100.34	17.20	H13 - 8.0EA	1013.60	57.23
		하부	10	1000	383	5.84	129.06	44.88	H13 - 8.0EA	1013.60	22.09
우측벽체	1층	중앙부	11	1000	300	1.75	100.34	17.19	H13 - 8.0EA	1013.60	57.24
		하부	12	1000	383	5.84	129.06	44.87	H13 - 8.0EA	1013.60	22.09

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	324.8	19.6	578.16	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	3	337.8	13.2	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	4	337.8	7.0	601.29	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	5	337.8	7.0	601.29	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	6	337.8	13.2	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	8	324.8	19.6	578.16	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	9	194.9	6.5	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	10	194.9	7.7	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	11	194.9	6.5	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	12	194.9	7.7	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	683.33	583.33	100.00	11.56	19.59

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (583.33 - 20.784) / 20.784 = 0.08120

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 58.317 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 17.381]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00174

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (583.33 - a/2) = 197.987 kN.m

≥ Mu (= 11.556 kN.m) ∴ O.K [안전률 17.133]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 19.591 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(측구부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	320.00	80.00	12.67	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 506.800 x 400.00 = 202720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 8.833 mm, c = 8.833 / β1 = 8.833 / 0.85 = 10.392 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (320.00 - 10.392) / 10.392 = 0.08938

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 116.834 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 506.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.338]

1단 : H13 - 4.0 EA (= 506.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00158

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 8.833 mm

ΦMn = 0.85 x 506.800 x 400 x (320.00 - a/2) = 54.379 kN.m

≥ Mu (= 12.671 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.292]

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	46.85	13.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 20.784) / 20.784 = 0.07206

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 266.147 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.808]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00195

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (520.00 - a/2) = 176.160 kN.m

≥ Mu (= 46.845 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.761]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 13.238 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	48.02	7.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 20.784) / 20.784 = 0.07206

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 272.844 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.715]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00195

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (520.00 - a/2) = 176.160 kN.m

≥ Mu (= 48.018 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.669]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 7.004 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	48.02	7.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 20.784) / 20.784 = 0.07206

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 272.844 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.715]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00195

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (520.00 - a/2) = 176.160 kN.m

≥ Mu (= 48.018 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.669]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 7.004 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	46.85	13.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 20.784) / 20.784 = 0.07206

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 266.147 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.808]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00195

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (520.00 - a/2) = 176.160 kN.m

≥ Mu (= 46.845 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.761]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 13.238 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(측구부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	320.00	80.00	12.67	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 506.800 x 400.00 = 202720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 8.833 mm, c = 8.833 / β1 = 8.833 / 0.85 = 10.392 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (320.00 - 10.392) / 10.392 = 0.08938

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 116.834 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 506.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.338]

1단 : H13 - 4.0 EA (= 506.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00158

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 8.833 mm

ΦMn = 0.85 x 506.800 x 400 x (320.00 - a/2) = 54.379 kN.m

≥ Mu (= 12.671 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.292]

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	683.33	583.33	100.00	11.55	19.59

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (583.33 - 20.784) / 20.784 = 0.08120

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 58.297 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 17.387]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00174

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (583.33 - a/2) = 197.987 kN.m

≥ Mu (= 11.552 kN.m) ∴ O.K [안전률 17.138]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 19.591 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	300.00	100.00	1.75	6.51

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (300.00 - 20.784) / 20.784 = 0.04030

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 17.197 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 58.940]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00338

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (300.00 - a/2) = 100.343 kN.m

≥ Mu (= 1.753 kN.m) ∴ O.K [안전률 57.233]

* 전단에 대한 검토 (d = 300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 300.00 = 194.856 kN

≥ Vu (= 6.505 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	483.33	383.33	100.00	5.84	7.73

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (383.33 - 20.784) / 20.784 = 0.05233

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 44.882 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 22.583]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00264

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (383.33 - a/2) = 129.062 kN.m

≥ Mu (= 5.844 kN.m) ∴ O.K [안전률 22.086]

* 전단에 대한 검토 (d = 300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 300.00 = 194.856 kN

≥ Vu (= 7.734 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	300.00	100.00	1.75	6.50

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (300.00 - 20.784) / 20.784 = 0.04030

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 17.194 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 58.952]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00338

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (300.00 - a/2) = 100.343 kN.m

≥ Mu (= 1.753 kN.m) ∴ O.K [안전률 57.245]

* 전단에 대한 검토 (d = 300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 300.00 = 194.856 kN

≥ Vu (= 6.502 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	483.33	383.33	100.00	5.84	7.73

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (383.33 - 20.784) / 20.784 = 0.05233

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 44.868 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 22.591]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00264

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (383.33 - a/2) = 129.062 kN.m

≥ Mu (= 5.842 kN.m) ∴ O.K [안전률 22.093]

* 전단에 대한 검토 (d = 300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 300.00 = 194.856 kN

≥ Vu (= 7.731 kN) , 전단보강 불필요.

23. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 1경간(측구부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 506.800 × 0.20 = 101.36 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 101.360 ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 1266.578 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K
H13 - 6.7EA (차도부 수평철근)

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 844.667 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 1267.422 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K
H13 - 3.3EA (차도부 수평철근)

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 422.333 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 1267.422 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K
H13 - 3.3EA (차도부 수평철근)

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%

= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 422.333 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 1266.578 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

H13 - 6.7EA (차도부 수평철근)

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%

= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 844.667 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 2경간(측구부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%

= 506.800 × 0.20 = 101.36 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 101.360 ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 2경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%

= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

9) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%

= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

10) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%

= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

11) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%

= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

12) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

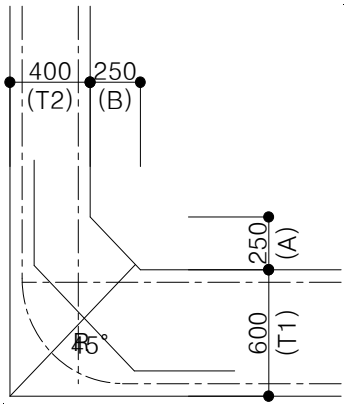
② Req's As = 사용 주철근량 × 20%

= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

24. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 7.029 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 7.029 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 883.883 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H13 @250 - 4EA = 506.800 mm²

∴ Total Asb = 506.800 mm²

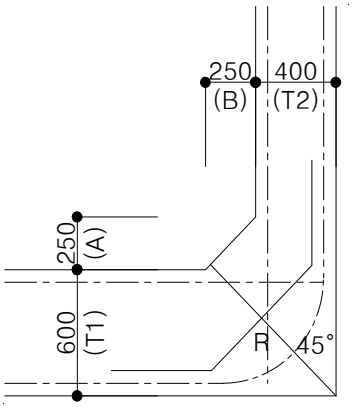
① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 7.03 \times 10^6}{883.883^2 \times 1000} = 0.045 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 7.027 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 7.027 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 883.883 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H13 @250 - 4EA = 506.800 mm²

∴ Total Asb = 506.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 7.03 \times 10^6}{883.883^2 \times 1000} = 0.045 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

25. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	583	H13 - 8.0EA	125	5044.353	O.K	40.355
		추가1	2	320	H13 - 4.0EA	250	1076.845	O.K	4.307
		중앙부	3	520	H13 - 8.0EA	125	942.059	O.K	7.536
		우측	4	520	H13 - 8.0EA	125	898.229	O.K	7.186
	2경간	좌측	5	520	H13 - 8.0EA	125	898.229	O.K	7.186
		중앙부	6	520	H13 - 8.0EA	125	942.059	O.K	7.536
		추가2	7	320	H13 - 4.0EA	250	1076.845	O.K	4.307
		우측	8	583	H13 - 8.0EA	125	5046.050	O.K	40.368
좌측벽체	1층	중앙부	9	300	H13 - 8.0EA	125	19640.553	O.K	157.124
		하부	10	383	H13 - 8.0EA	125	6311.697	O.K	50.494
우측벽체	1층	중앙부	11	300	H13 - 8.0EA	125	19649.797	O.K	157.198
		하부	12	383	H13 - 8.0EA	125	6313.768	O.K	50.510

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7.029 x 1000000 / [1013.600 x (583.333 - 84.163/3)]
= 12.489 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x583.3/(7x1013.600)]
= 84.163 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 13/2 = 93.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 12.49) - 2.5 x 93.50 = 6071.69 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 12.49) = 5044.35 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 5044.35 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 5044.35 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9.051 x 1000000 / [506.800 x (320.000 - 44.234/3)]
= 58.504 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x506.800/1000.0 + 7x506.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x320.0/(7x506.800)]
= 44.234 mm

사용철근량 = 506.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H13 - 4.0 EA (= 506.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 13/2 = 73.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 58.50) - 2.5 x 73.50 = 1162.31 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 58.50) = 1076.84 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1076.84 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1076.84 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 33.461 x 1000000 / [1013.600 x (520.000 - 79.098/3)]
= 66.875 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x1013.600)]
= 79.098 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 13/2 = 73.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 66.87) - 2.5 x 73.50 = 993.82 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 66.87) = 942.06 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 942.06 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 942.06 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 35.093 x 1000000 / [1013.600 x (520.000 - 79.098/3)]
= 70.138 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x1013.600)]
= 79.098 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 13/2 = 73.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.14) - 2.5 x 73.50 = 939.04 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 70.14) = 898.23 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 898.23 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 898.23 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 35.093 x 1000000 / [1013.600 x (520.000 - 79.098/3)]
= 70.138 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x1013.600)]
= 79.098 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 13/2 = 73.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.14) - 2.5 x 73.50 = 939.04 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 70.14) = 898.23 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 898.23 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 898.23 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 33.461 x 1000000 / [1013.600 x (520.000 - 79.098/3)]
= 66.875 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x1013.600)]
= 79.098 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 13/2 = 73.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 66.87) - 2.5 x 73.50 = 993.82 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 66.87) = 942.06 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 942.06 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 942.06 mm) ∴ O.K

7) 하부슬래브 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9.051 x 1000000 / [506.800 x (320.000 - 44.234/3)]
= 58.504 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x506.800/1000.0 + 7x506.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x320.0/(7x506.800)]
= 44.234 mm

사용철근량 = 506.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H13 - 4.0 EA (= 506.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 13/2 = 73.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 58.50) - 2.5 x 73.50 = 1162.31 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 58.50) = 1076.84 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1076.84 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1076.84 mm) ∴ O.K

8) 하부슬래브 2경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7.027 x 1000000 / [1013.600 x (583.333 - 84.163/3)]
= 12.485 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x583.3/(7x1013.600)]
= 84.163 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 13/2 = 93.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 12.49) - 2.5 x 93.50 = 6073.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 12.49) = 5046.05 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 5046.05 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 5046.05 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 0.912 x 1000000 / [1013.600 x (300.000 - 58.536/3)]
= 3.208 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x300.0/(7x1013.600)]
= 58.536 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 13/2 = 93.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 3.21) - 2.5 x 93.50 = 24316.94 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 3.21) = 19640.55 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 19640.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 19640.55 mm) ∴ O.K

10) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3.652 x 1000000 / [1013.600 x (383.333 - 66.999/3)]
= 9.981 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x383.3/(7x1013.600)]
= 66.999 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 13/2 = 93.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 9.98) - 2.5 x 93.50 = 7655.87 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 9.98) = 6311.70 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 6311.70 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 6311.70 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 0.912 x 1000000 / [1013.600 x (300.000 - 58.536/3)]
= 3.206 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x300.0/(7x1013.600)]
= 58.536 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 13/2 = 93.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 3.21) - 2.5 x 93.50 = 24328.50 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 3.21) = 19649.80 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 19649.80 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 19649.80 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3.651 x 1000000 / [1013.600 x (383.333 - 66.999/3)]
= 9.978 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x383.3/(7x1013.600)]
= 66.999 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 13/2 = 93.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 9.98) - 2.5 x 93.50 = 7658.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 9.98) = 6313.77 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 6313.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 6313.77 mm) ∴ O.K

26. 기초 지지력 검토

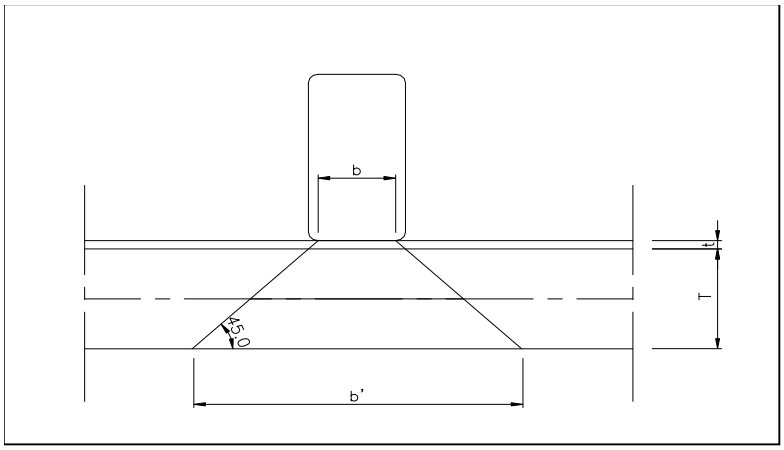
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 304.683 / 18.300 = 16.649 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

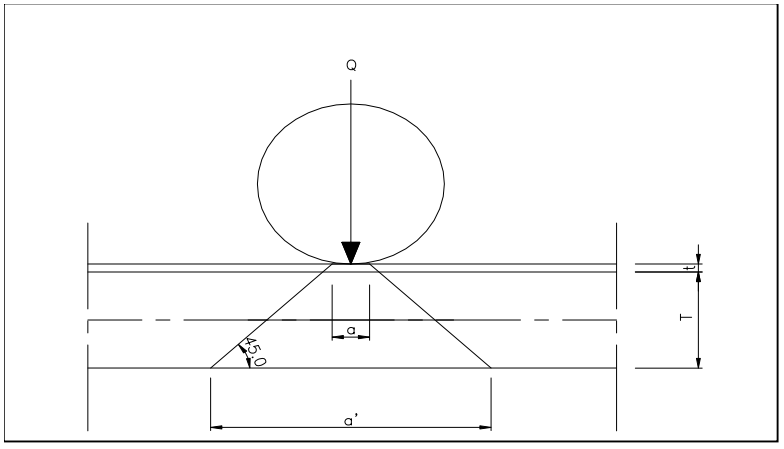


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 600 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.860 m



a' = 0.200 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.560 m

Qz = 96.0 / (1.860 × 1.560)= 33.085 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 16.65 + 1.84 + 33.09

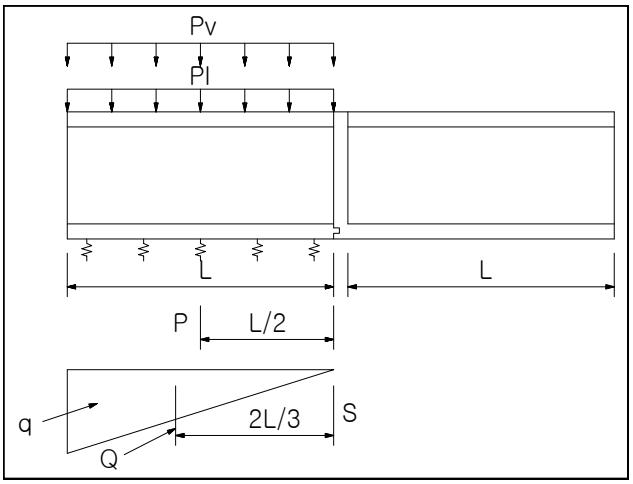
= 51.575 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력 : 지반조사보고서 참고

Qa' = 543.620 kN/m² > Qmax = 51.575 kN/m² ..... O.K !!!

27. 신축이음부 검토

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

Pv = B × H × γt
= 18.3 x 0 x 19.0
= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 ÷ 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

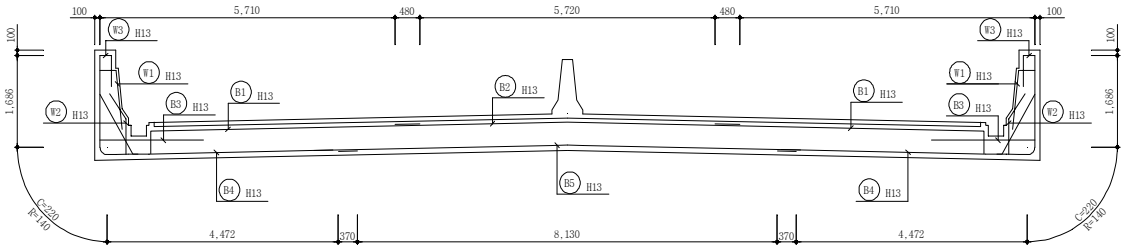
Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.2) = 153.6 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 153.6)x 20.0 = 3068.9 kN
S = P / 4 = 3068.93 / 4 = 767.2 kN
(∴ τa = 80 MPa)

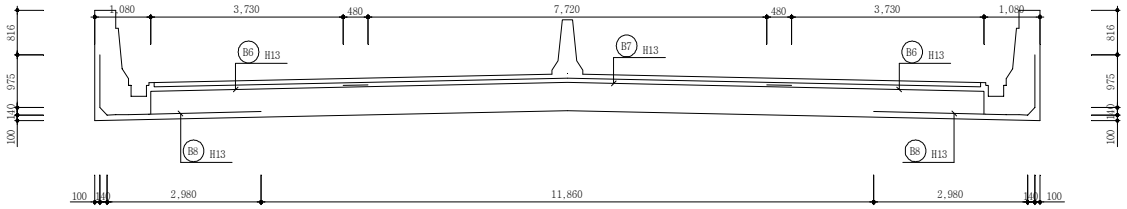
☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 767.2 x 1000 / 80 = 9,590 mm²
☞ 사용철근량 As = D32- 140 EA = 794.2 x 140 = 111,188 mm²
111,188 mm² > 9,590 ……0.K

28. 주철근 조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)



1.3 U4~U5(STA.0+325.0)

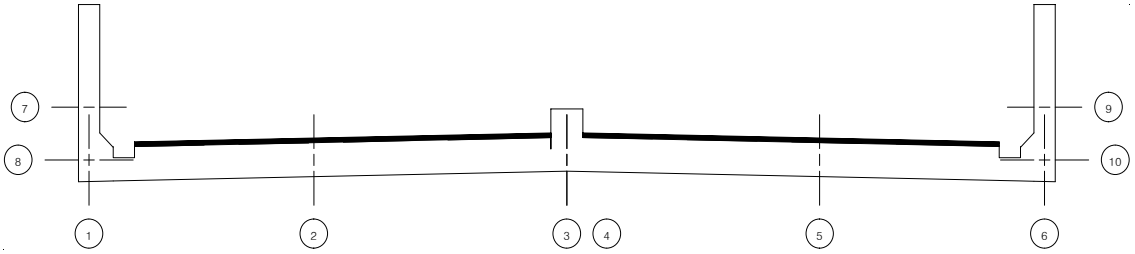
U형 암거 구조계산서

▣ STA. 0K+325.000 (BLOCK5 : 단면 E-E)
▣ 토 피(FH) = -0.63 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 2 련
(내공 : 2@(8.45M × 1.933M), 사각 : 90°)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 부력검토
5. 해석모델 및 단면제원(상시)
6. 해석모델 및 단면제원(지진시)
7. 지반반력계수(상시)
8. 지반반력계수(지진시)
9. 하중계산(상시)
10. 하중계산(지진시)
11. 하중재하도(상시)
12. 하중재하도(기능수행)
13. 하중재하도(붕괴방지)
14. 하중계수 및 하중조합
15. INPUT DATA(상시)
16. INPUT DATA(기능수행)
17. INPUT DATA(붕괴방지)
18. OUTPUT DATA(상시)
19. OUTPUT DATA(기능수행)
20. OUTPUT DATA(붕괴방지)
21. 단면력정리
22. 단면검토 및 철근량 산정
23. 수평철근 검토
24. 절점부 검토
25. 사용성 검토
26. STM-우각부
27. 기초 지지력 검토
28. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qa(kN)	비 고
잡석기초	52.766	560.020	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
잡석기초	272.304	326.482	1.199	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	583	53.41	197.99	270.39	H13 - 8.0EA	1013.60	3.71
		측구부	2	1000	320	17.40	54.38	160.62	H13 - 4.0EA	506.80	3.13
		중앙부	3	1000	520	48.33	176.16	274.63	H13 - 8.0EA	1013.60	3.64
		우측	4	1000	520	38.48	176.16	218.43	H13 - 8.0EA	1013.60	4.58
	2경간	좌측	5	1000	520	38.48	176.16	218.43	H13 - 8.0EA	1013.60	4.58
		중앙부	6	1000	520	47.66	176.16	270.82	H13 - 8.0EA	1013.60	3.70
		측구부	7	1000	320	20.42	54.38	188.68	H13 - 4.0EA	506.80	2.66
		우측	8	1000	583	53.38	197.99	270.23	H13 - 8.0EA	1013.60	3.71
좌측벽체	1층	중앙부	9	1000	300	14.78	100.34	145.52	H13 - 8.0EA	1013.60	6.79
		하부	10	1000	383	36.98	129.06	285.60	H13 - 8.0EA	1013.60	3.49
우측벽체	1층	중앙부	11	1000	300	14.78	100.34	145.52	H13 - 8.0EA	1013.60	6.79
		하부	12	1000	383	36.98	129.06	285.60	H13 - 8.0EA	1013.60	3.49

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			주철근 20%		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1200.0	1267.0	O.K	202.7	845.1	O.K
		측구부	2	800.0	1267.0	O.K	101.4	421.9	O.K
		중앙부	3	1200.0	1266.6	O.K	202.7	844.7	O.K
		우측	4	1200.0	1267.4	O.K	202.7	422.3	O.K
	2 경간	좌측	5	1200.0	1267.4	O.K	202.7	422.3	O.K
		중앙부	6	1200.0	1266.6	O.K	202.7	844.7	O.K
		측구부	7	1200.0	1267.0	O.K	101.4	421.9	O.K
		우측	8	1200.0	1267.0	O.K	202.7	845.1	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	9	800.0	845.1	O.K	202.7	421.9	O.K
		하부	10	800.0	845.1	O.K	202.7	421.9	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	11	800.0	845.1	O.K	202.7	421.9	O.K
		하부	12	800.0	845.1	O.K	202.7	421.9	O.K

■ 전단철근 검토

구 분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	324.8	29.3	578.16	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	337.8	18.0	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	337.8	7.2	601.29	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
	2 경간	좌측	4	337.8	7.2	601.29	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	337.8	18.0	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	324.8	28.8	578.16	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	7	194.9	27.2	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	8	194.9	35.6	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	9	194.9	27.2	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	10	194.9	35.6	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	583	H13 - 8.0EA	125	1087.770	O.K	8.702
		측구부	2	320	H13 - 4.0EA	250	784.222	O.K	3.137
		중앙부	3	520	H13 - 8.0EA	125	913.100	O.K	7.305
		우측	4	520	H13 - 8.0EA	125	929.297	O.K	7.434
	2경간	좌측	5	520	H13 - 8.0EA	125	929.297	O.K	7.434
		중앙부	6	520	H13 - 8.0EA	125	925.880	O.K	7.407
		측구부	7	320	H13 - 4.0EA	250	651.403	O.K	2.606
		우측	8	583	H13 - 8.0EA	125	1088.544	O.K	8.708
좌측벽체	1층	중앙부	9	300	H13 - 8.0EA	125	1938.761	O.K	15.510
		하부	10	383	H13 - 8.0EA	125	997.326	O.K	7.979
우측벽체	1층	중앙부	11	300	H13 - 8.0EA	125	1938.763	O.K	15.510
		하부	12	383	H13 - 8.0EA	125	997.326	O.K	7.979

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- U형 암거 (내공 : 2@(8.45M × 1.933M), 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 : I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 : I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sd
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

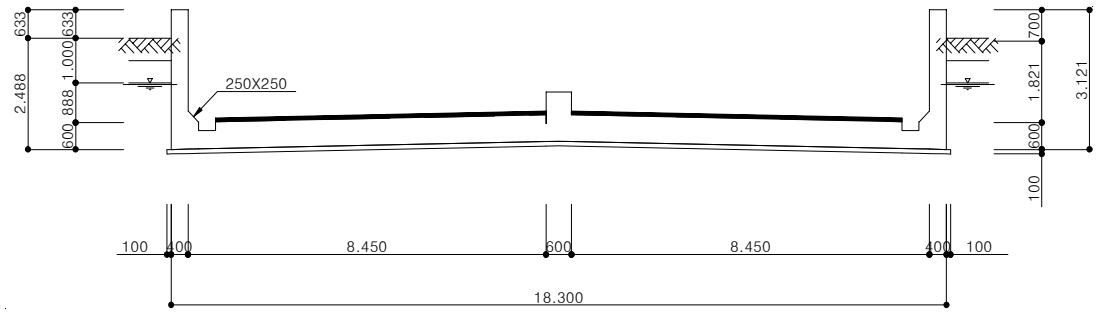
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 콘크리트 구조기준.해설 : 한국콘크리트학회(2012)
- 도로교 설계기준 : 건설교통부(2005)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


633
633
1.000
888
600
2.488
250X250
700
1.821
600
3.121
100
100
400
8.450
600
8.450
400
100
18.300

4. 부 력 검 토

4.1 시공중 부력검토 (지하수위:G.L -9.1m) **∴ 시공중부력검토 불필요** :지하수위가 구조물 아래에위치

4.2 완공후 부력검토 (지하수위:G.L -9.1m) **∴ 시공중부력검토 불필요** :지하수위가 구조물 아래에위치

4.3 완공후 부력검토 (극한수위:G.L -1.0m)

: 부력에 대한 안전률 Fs = 1.05 (R/B)

부력에 대한 안정계산시 구체자중과 측면마찰력, 부상방지턱 작용하중만을 고려

1) 구체자중

- 하부슬래브	:	18.300 × 0.600 × 25.0	=	274.500	kN/m
- 벽체1	:	0.400 × 2.521 × 25.0	=	25.210	kN/m
- 벽체2	:	0.400 × 2.521 × 25.0	=	25.210	kN/m
- 헌치 1	:	0.250 × 0.250 × 1/2 × 2EA × 25.0	=	1.563	kN/m
		∴ Σ	=	326.482	kN/m

3) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=구조물높이+토피고-지하수위)

= 18.300 × 1.488 × 10.000

= 272.304 kN/m

4) 안정검토

R = 326.482 kN/m

Fs = R / U

= 326.482 / 272.304

= 1.199 > 1.050 ∴O.K

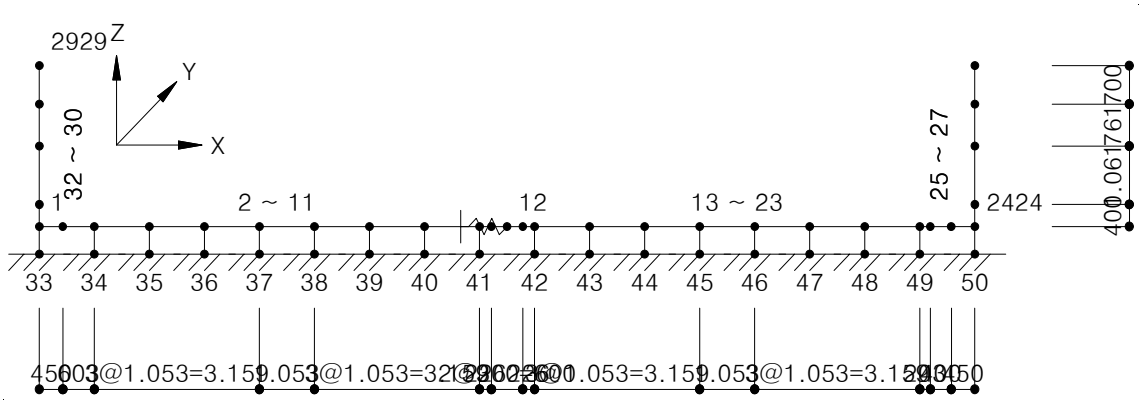
5. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

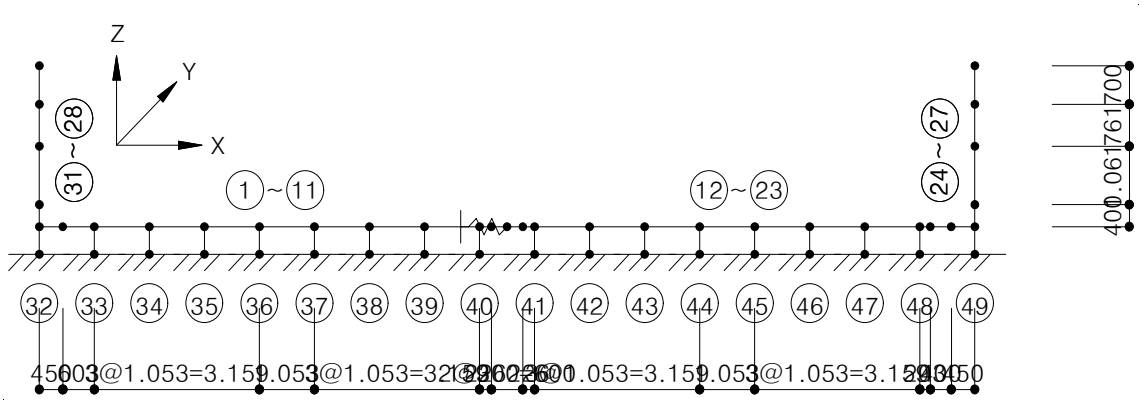
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1,3~9,14~21,23
2	0.400 × 1.000	= 0.400	0.00533	22,24~31

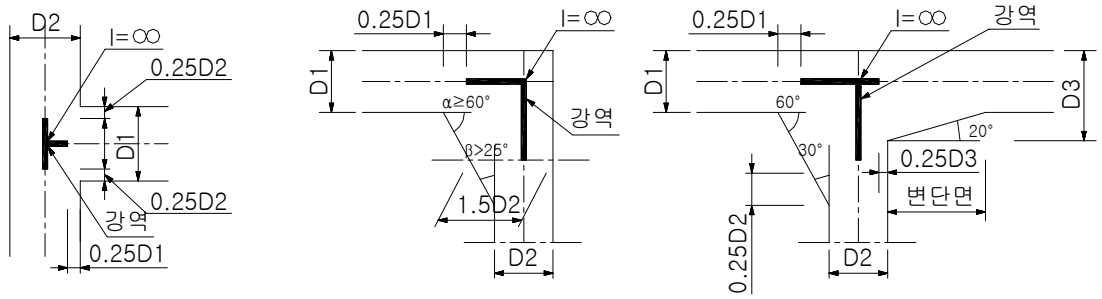
NO	Section(Tapper)	부 재
3	SEC 2 ~ 1	2,11,13
4	SEC 1 ~ 2	10,12

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	26	17.900	1.961
2	0.450	0.500	27	17.900	2.721
3	1.053	0.500	28	17.900	3.421
4	2.106	0.500	29	0.000	3.421
5	3.159	0.500	30	0.000	2.721
6	4.212	0.500	31	0.000	1.961
7	5.265	0.500	32	0.000	0.900
8	6.318	0.500	33	0.000	0.000
9	7.371	0.500	34	1.053	0.000
10	8.424	0.500	35	2.106	0.000
11	8.650	0.500	36	3.159	0.000
12	8.950	0.500	37	4.212	0.000
13	9.250	0.500	38	5.265	0.000
14	9.476	0.500	39	6.318	0.000
15	10.529	0.500	40	7.371	0.000
16	11.582	0.500	41	8.424	0.000
17	12.635	0.500	42	9.476	0.000
18	13.688	0.500	43	10.529	0.000
19	14.741	0.500	44	11.582	0.000
20	15.794	0.500	45	12.635	0.000
21	16.847	0.500	46	13.688	0.000
22	17.050	0.500	47	14.741	0.000
23	17.450	0.500	48	15.794	0.000
24	17.900	0.500	49	16.847	0.000
25	17.900	0.900	50	17.900	0.000

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 400 / 2 + 250 - (600 × 250) / (2 × 250) = 150 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 250 - (400 × 250) / (2 × 250) = 350 mm

(3) 24 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(4) 24 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(5) 24 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(6) 536974177 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 400 / 2 + 250 - (600 × 250) / (2 × 250) = 150 mm

(7) 536974177 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 250 - (400 × 250) / (2 × 250) = 350 mm

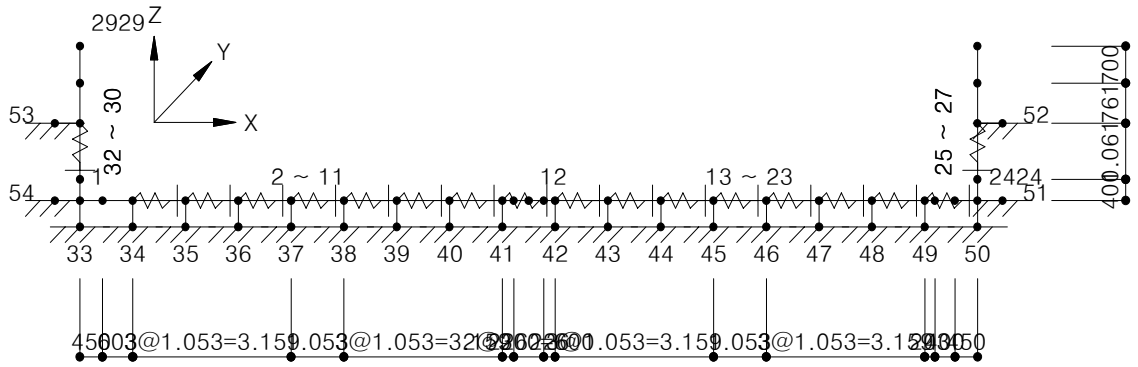
6. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

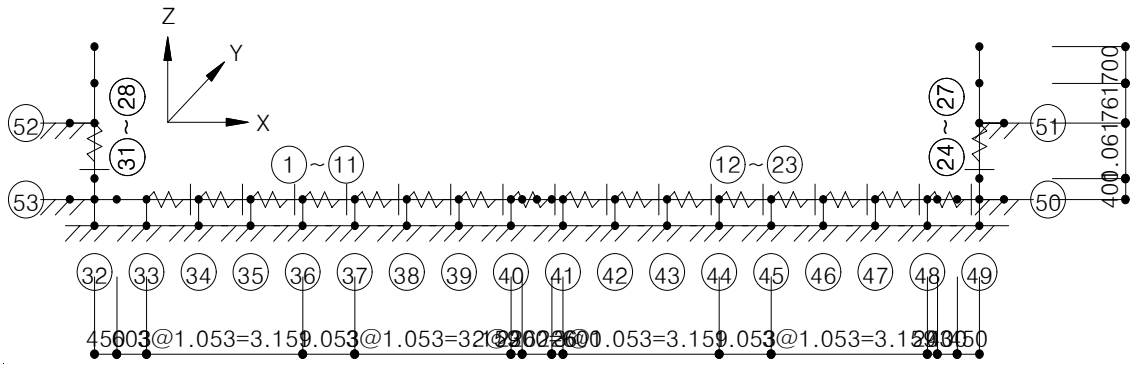
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1,3~9,14~21,23
2	0.400 × 1.000	= 0.400	0.00533	22,24~31

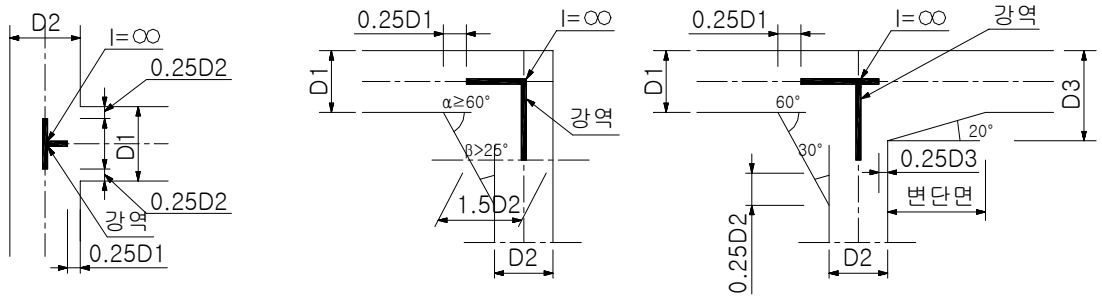
NO	Section(Tapper)	부 재
3	SEC 2 ~ 1	2,11,13
4	SEC 1 ~ 2	10,12

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.500	0.500	28	18.400	3.421
2	0.950	0.500	29	0.500	3.421
3	1.553	0.500	30	0.500	2.721
4	2.606	0.500	31	0.500	1.961
5	3.659	0.500	32	0.500	0.900
6	4.712	0.500	33	0.500	0.000
7	5.765	0.500	34	1.553	0.000
8	6.818	0.500	35	2.606	0.000
9	7.871	0.500	36	3.659	0.000
10	8.924	0.500	37	4.712	0.000
11	9.150	0.500	38	5.765	0.000
12	9.450	0.500	39	6.818	0.000
13	9.750	0.500	40	7.871	0.000
14	9.976	0.500	41	8.924	0.000
15	11.029	0.500	42	9.976	0.000
16	12.082	0.500	43	11.029	0.000
17	13.135	0.500	44	12.082	0.000
18	14.188	0.500	45	13.135	0.000
19	15.241	0.500	46	14.188	0.000
20	16.294	0.500	47	15.241	0.000
21	17.347	0.500	48	16.294	0.000
22	17.550	0.500	49	17.347	0.000
23	17.950	0.500	50	18.400	0.000
24	18.400	0.500	51	18.900	0.500
25	18.400	0.900	52	18.900	1.961
26	18.400	1.961	53	0.000	1.961
27	18.400	2.721	54	0.000	0.500

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 400 / 2 + 250 - (600 × 250) / (2 × 250) = 150 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 250 - (400 × 250) / (2 × 250) = 350 mm

(3) 24 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(4) 24 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(5) 24 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 600 = 150 mm

(6) 536979297 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 400 / 2 + 250 - (600 × 250) / (2 × 250) = 150 mm

(7) 536979297 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 250 - (400 × 250) / (2 × 250) = 350 mm

7. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 28000.00 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(18.300 × 18.300) = 18.30 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (18.300 / 0.3)$^{-3/4}$ = 4275.86 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.400/2 + 1.053/2) = 3106 kN/m	1,24
Kv2	Kv x (1.053/2 + 1.053/2) = 4502 kN/m	3~10,14~21
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	12

8. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 2

Eo = 28000.00 kN/m²

(1) 하부슬래브 : 제2토층 , 점토

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(18.300 × 18.300) = 18.300 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kv = 186666.670 × (18.300 / 0.3)$^{-3/4}$ = 8552.03 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 8552.030 = 2850.68 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(2.488 × 2.488) = 2.488 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (2.488 / 0.3)$^{-3/4}$ = 38196.18 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 38196.180 = 12732.06 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트질 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(2.488 × 2.488) = 2.488 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (2.488 / 0.3)$^{-3/4}$ = 38196.18 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 38196.180 = 12732.06 kN/m³

(4) 측벽 : 제2토층 , 점토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(2.488 × 2.488) = 2.488 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (2.488 / 0.3)$^{-3/4}$ = 38196.18 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 38196.180 = 12732.06 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.460/2 + 1.460/2) = 55786 kN/m	26,31
Kss1	Kss x (1.460/2 + 1.460/2) = 18595 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.053/2 + 1.053/2) = 9005 kN/m	3~10,14~21
Ksb1	Ksb x (1.053/2 + 1.053/2) = 3002 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.400/2 + 1.053/2) = 6213 kN/m	1,24
Ksb1	Kh x (1.460/2 + 0.600/2) = 39352 kN/m	

9. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1	= 0.067 × 23.000 × 0.500	= 0.771 kN/m²
Wh2	= 0.771 + 0.433 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.328 × 19.000 × 0.500	= 8.861 kN/m²
Wh4	= 8.861 + 1.061 × 19.000 × 0.500	= 18.936 kN/m²
Wh5	= 18.936 + 0.400 × 19.000 × 0.500	= 22.736 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1	= 0.067 × 23.000 × 0.500	= 0.771 kN/m²
Wh2	= 0.771 + 0.433 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.328 × 19.000 × 0.500	= 8.861 kN/m²
Wh4	= 8.861 + 0.172 × 19.000 × 0.500	= 10.500 kN/m²
Wh5	= 10.500 + 0.888 × 10.000 × 0.500	= 14.940 kN/m²
Wh6	= 14.940 + 0.400 × 10.000 × 0.500	= 16.940 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

Ww1	= 0.888 × 10.000	= 8.880 kN/m²
Ww2	= 8.880 + 0.400 × 10.000	= 12.880 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww3 = (2.488 - 1.000) × 10.000 = 14.880 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

10. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	=	뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	=	뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	=	벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	=	벽면마찰각	:	0.000°
kh	=	설계수평진도	:	0.154
Θ	=	tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	8.755

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.436

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	=	뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	=	뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	=	벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	=	벽면마찰각	:	0.000°
kh	=	설계수평진도	:	0.063
Θ	=	tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	3.605

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.372

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1	= 0.067 × 23.000 × 0.436	= 0.672	kN/m²
Wh2	= 0.672 + 0.433 × 23.000 × 0.436	= 5.014	kN/m²
Wh3	= 5.014 + 0.328 × 19.000 × 0.436	= 7.727	kN/m²
Wh4	= 7.727 + 1.061 × 19.000 × 0.436	= 16.512	kN/m²
Wh5	= 16.512 + 0.400 × 19.000 × 0.436	= 19.826	kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

Wh1	= 0.067 × 23.000 × 0.372	= 0.573	kN/m²
Wh2	= 0.573 + 0.433 × 23.000 × 0.372	= 4.278	kN/m²
Wh3	= 4.278 + 0.328 × 19.000 × 0.372	= 6.593	kN/m²
Wh4	= 6.593 + 1.061 × 19.000 × 0.372	= 14.088	kN/m²
Wh5	= 14.088 + 0.400 × 19.000 × 0.372	= 16.916	kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1	= 0.067 × 23.000 × 0.436	= 0.672 kN/m²
Wh2	= 0.672 + 0.433 × 23.000 × 0.436	= 5.014 kN/m²
Wh3	= 5.014 + 0.328 × 19.000 × 0.436	= 7.727 kN/m²
Wh4	= 7.727 + 0.172 × 19.000 × 0.436	= 9.156 kN/m²
Wh5	= 9.156 + 0.888 × 10.000 × 0.436	= 13.028 kN/m²
Wh6	= 13.028 + 0.400 × 10.000 × 0.436	= 14.772 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

Wh1	= 0.067 × 23.000 × 0.372	= 0.573 kN/m²
Wh2	= 0.573 + 0.433 × 23.000 × 0.372	= 4.278 kN/m²
Wh3	= 4.278 + 0.328 × 19.000 × 0.372	= 6.593 kN/m²
Wh4	= 6.593 + 0.172 × 19.000 × 0.372	= 7.812 kN/m²
Wh5	= 7.812 + 0.888 × 10.000 × 0.372	= 11.115 kN/m²
Wh6	= 11.115 + 0.400 × 10.000 × 0.372	= 12.603 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.600×25.000×0.063 = 0.945	fb = 0.600×25.000×0.154 = 2.310

② 측벽

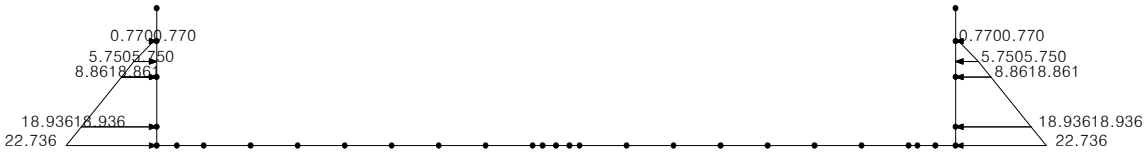
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f1 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540
f2 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f2 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540
f3 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f3 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540
f4 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f4 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540
f5 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f5 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540

11. 하 중 재 하 (상시)

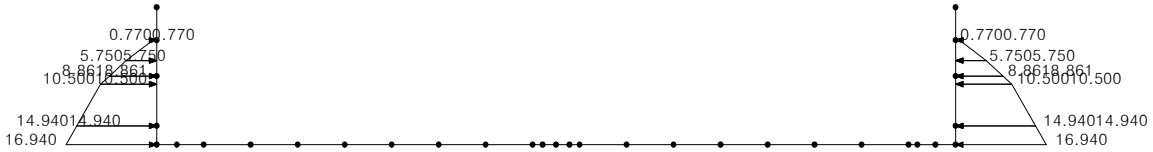
1) CASE1 - 구체자중(SW)

2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)

3) CASE3 - 양토압 : 지하수無(SOILB)

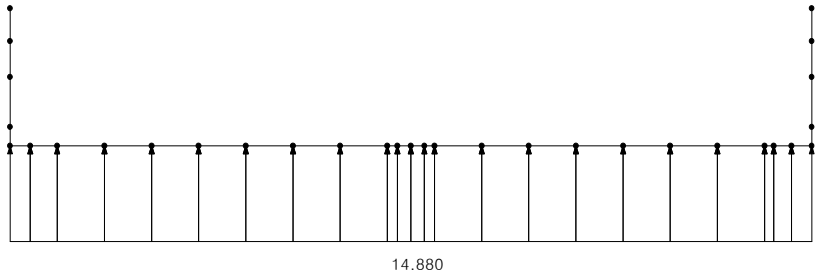


4) CASE4 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



5) CASE5 - 수평수압(WATERH)

6) CASE6 - 부력(BUOYANCY)



7) CASE7 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)

8) CASE8 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

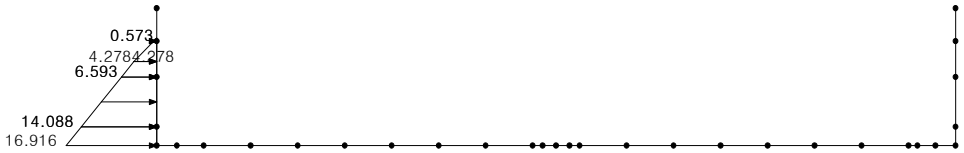
9) CASE9 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

12. 하중 재하 (기능수행)

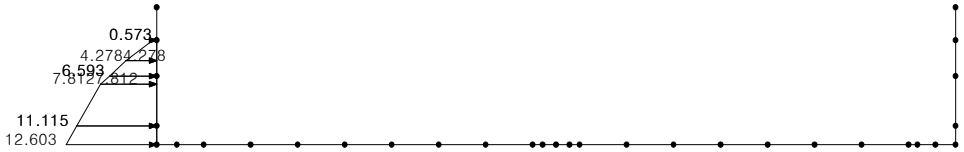
1) CASE1 - 구체자중(SW)

2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)

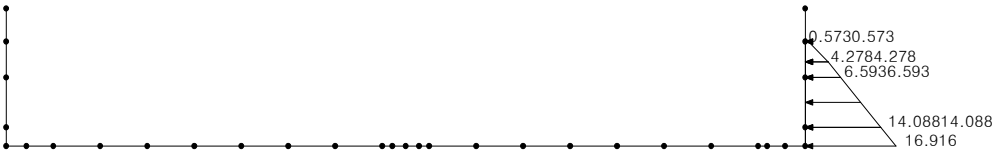
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)

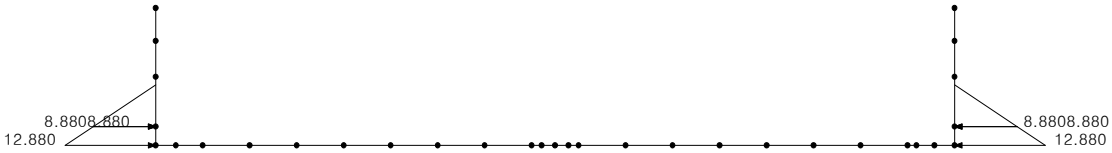


5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)

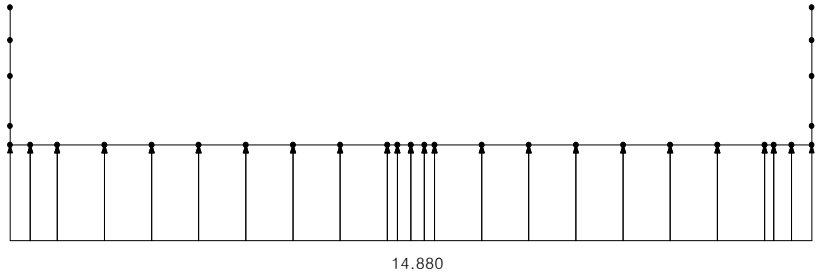


6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)

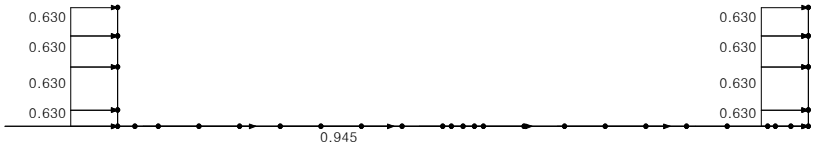
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



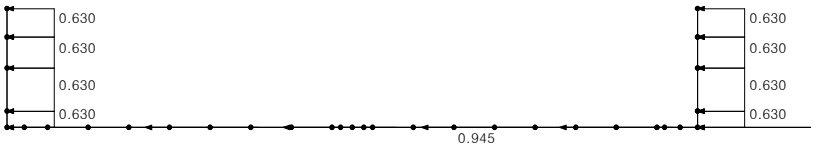
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

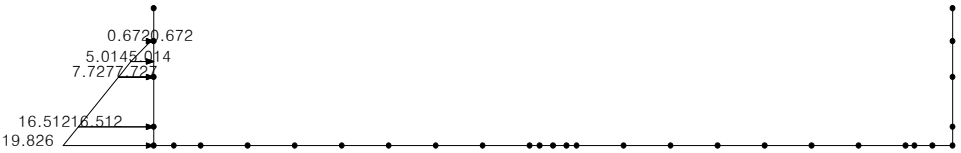


13. 하중 재하 (붕괴방지)

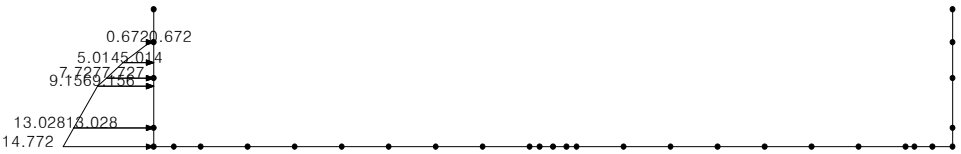
1) CASE1 - 구체자중(SW)

2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)

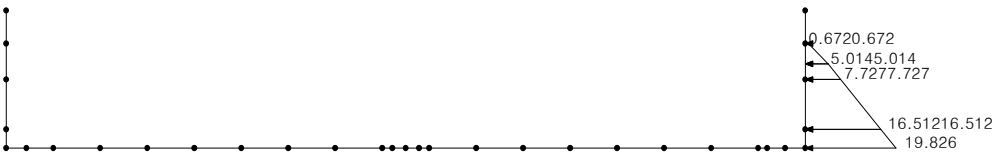
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



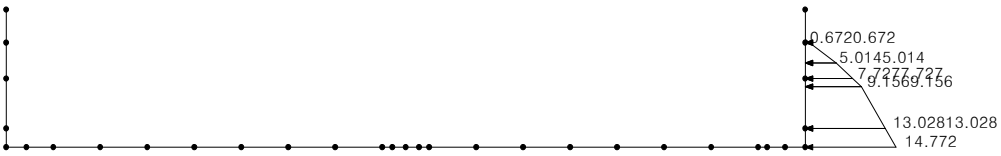
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



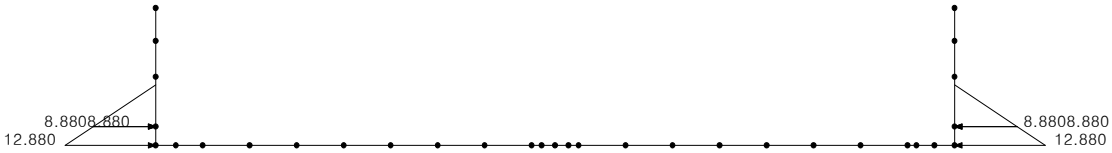
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



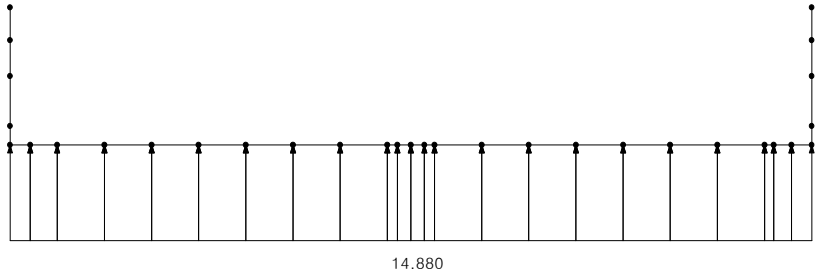
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



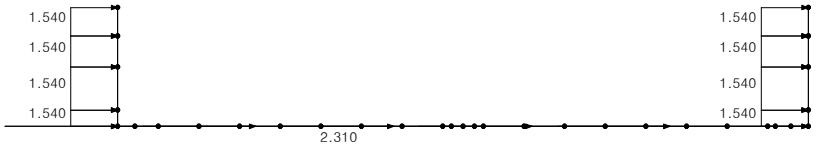
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



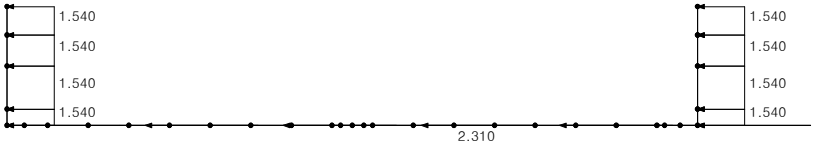
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



14. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.633 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

15. INPUT DATA (상시)

```
; ACulvert SAP2000 데이터파일 : 평상시
;
SYSTEM
   DOF=UX,UZ,RY LENGTH=m FORCE=kN
JOINT
  1    X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.500
  2    X=     0.450 Y=     0.000 Z=     0.500
  3    X=     1.053 Y=     0.000 Z=     0.500
  4    X=     2.106 Y=     0.000 Z=     0.500
  5    X=     3.159 Y=     0.000 Z=     0.500
  6    X=     4.212 Y=     0.000 Z=     0.500
  7    X=     5.265 Y=     0.000 Z=     0.500
  8    X=     6.318 Y=     0.000 Z=     0.500
  9    X=     7.371 Y=     0.000 Z=     0.500
  10   X=     8.424 Y=     0.000 Z=     0.500
  11   X=     8.650 Y=     0.000 Z=     0.500
  12   X=     8.950 Y=     0.000 Z=     0.500
  13   X=     9.250 Y=     0.000 Z=     0.500
  14   X=     9.476 Y=     0.000 Z=     0.500
  15   X=    10.529 Y=     0.000 Z=     0.500
  16   X=    11.582 Y=     0.000 Z=     0.500
  17   X=    12.635 Y=     0.000 Z=     0.500
  18   X=    13.688 Y=     0.000 Z=     0.500
  19   X=    14.741 Y=     0.000 Z=     0.500
  20   X=    15.794 Y=     0.000 Z=     0.500
  21   X=    16.847 Y=     0.000 Z=     0.500
  22   X=    17.050 Y=     0.000 Z=     0.500
  23   X=    17.450 Y=     0.000 Z=     0.500
  24   X=    17.900 Y=     0.000 Z=     0.500
  25   X=    17.900 Y=     0.000 Z=     0.900
  26   X=    17.900 Y=     0.000 Z=     1.961
  27   X=    17.900 Y=     0.000 Z=     2.721
  28   X=    17.900 Y=     0.000 Z=     3.421
  29   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     3.421
  30   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     2.721
  31   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     1.961
  32   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.900
  33   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.000
  34   X=     1.053 Y=     0.000 Z=     0.000
  35   X=     2.106 Y=     0.000 Z=     0.000
  36   X=     3.159 Y=     0.000 Z=     0.000
  37   X=     4.212 Y=     0.000 Z=     0.000
  38   X=     5.265 Y=     0.000 Z=     0.000
  39   X=     6.318 Y=     0.000 Z=     0.000
  40   X=     7.371 Y=     0.000 Z=     0.000
  41   X=     8.424 Y=     0.000 Z=     0.000
  42   X=     9.476 Y=     0.000 Z=     0.000
  43   X=    10.529 Y=     0.000 Z=     0.000
  44   X=    11.582 Y=     0.000 Z=     0.000
  45   X=    12.635 Y=     0.000 Z=     0.000
  46   X=    13.688 Y=     0.000 Z=     0.000
  47   X=    14.741 Y=     0.000 Z=     0.000
  48   X=    15.794 Y=     0.000 Z=     0.000
  49   X=    16.847 Y=     0.000 Z=     0.000
  50   X=    17.900 Y=     0.000 Z=     0.000
RESTRAINT
  ADD=33 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=34 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=35 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=36 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=37 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=38 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=39 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=40 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=41 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=42 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=43 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=44 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=45 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=46 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=47 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=48 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=49 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=50 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
SPRING
  ADD=12 UX=1e+010
MATERIAL
  Name=1 M=2.54946 W=25
    E=2.6702e+007 U=0.167 A=9.99e-006
NLPROP
  NAME=1 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=3106.29 CE=0.99999 K=3106.29 OPEN=0
  NAME=2 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=4502.23 CE=0.99999 K=4502.23 OPEN=0
FRAME SECTION
  Name=1  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=0.6,1
  Name=2  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=0.4,1
  Name=3  TYPE=NONPR SEC=2,1 EIVAR=1,1
  Name=4  TYPE=NONPR SEC=1,2 EIVAR=1,1
FRAME
     1 J=  1,   2 SEC= 1 IOFF=0.15 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
     2 J=  2,   3 SEC= 3 NSEG= 4 ANG=180
     3 J=  3,   4 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     4 J=  4,   5 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     5 J=  5,   6 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     6 J=  6,   7 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     7 J=  7,   8 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     8 J=  8,   9 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     9 J=  9,  10 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    10 J= 10,  11 SEC= 4 NSEG= 4 ANG=180
    11 J= 11,  12 SEC= 3 NSEG= 4 ANG=180
    12 J= 12,  13 SEC= 4 NSEG= 4 ANG=180
    13 J= 13,  14 SEC= 3 NSEG= 4 ANG=180
    14 J= 14,  15 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    15 J= 15,  16 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    16 J= 16,  17 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    17 J= 17,  18 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    18 J= 18,  19 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    19 J= 19,  20 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    20 J= 20,  21 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    21 J= 21,  22 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    22 J= 22,  23 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    23 J= 23,  24 SEC= 1 IOFF=0 JOFF=0.15 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    24 J= 24,  25 SEC= 2 IOFF=0.35 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    25 J= 25,  26 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    26 J= 26,  27 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    27 J= 27,  28 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    28 J= 29,  30 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    29 J= 30,  31 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    30 J= 31,  32 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    31 J= 32,   1 SEC= 2 IOFF=0 JOFF=0.35 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
NLLINK
     1 J= 1,33 NLP=1 ANG=0
     2 J= 3,34 NLP=2 ANG=0
     3 J= 4,35 NLP=2 ANG=0
     4 J= 5,36 NLP=2 ANG=0
     5 J= 6,37 NLP=2 ANG=0
     6 J= 7,38 NLP=2 ANG=0
     7 J= 8,39 NLP=2 ANG=0
     8 J= 9,40 NLP=2 ANG=0
     9 J=10,41 NLP=2 ANG=0
    10 J=14,42 NLP=2 ANG=0
    11 J=15,43 NLP=2 ANG=0
    12 J=16,44 NLP=2 ANG=0
    13 J=17,45 NLP=2 ANG=0
    14 J=18,46 NLP=2 ANG=0
    15 J=19,47 NLP=2 ANG=0
    16 J=20,48 NLP=2 ANG=0
    17 J=21,49 NLP=2 ANG=0
    18 J=24,50 NLP=1 ANG=0
LOAD
NAME=SW SW=1  ; 구체자중
NAME=LIVEAH  ; 상재활하중에 의한 수평하중
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=28 RD=0.904,1 UX=5, 5
      ADD=29 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=30 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=31 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=24 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=25 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=26 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=27 RD=0,0.096 UX=-5, -5
NAME=SOILB  ; 양토압 : 지하수無
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=31 RD=0,1 UX=18.936, 22.736
      ADD=30 RD=0,1 UX=8.8613, 18.936
      ADD=29 RD=0,0.569 UX=0.7705, 5.75
      ADD=29 RD=0.569,1 UX=5.75, 8.8613
      ADD=28 RD=0.904,1 UX=0, 0.7705
      ADD=24 RD=0,1 UX=-22.736, -18.936
      ADD=25 RD=0,1 UX=-18.936, -8.8613
      ADD=26 RD=0,0.431 UX=-8.8613, -5.75
      ADD=26 RD=0.431,1 UX=-5.75, -0.7705
      ADD=27 RD=0,0.096 UX=-0.7705, -0
NAME=SOILBW  ; 양토압 : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=31 RD=0,1 UX=14.94, 16.94
      ADD=30 RD=0,0.163 UX=8.8613, 10.5
      ADD=30 RD=0.163,1 UX=10.5, 14.94
      ADD=29 RD=0,0.569 UX=0.7705, 5.75
      ADD=29 RD=0.569,1 UX=5.75, 8.8613
      ADD=28 RD=0.904,1 UX=0, 0.7705
      ADD=24 RD=0,1 UX=-16.94, -14.94
      ADD=25 RD=0,0.837 UX=-14.94, -10.5
      ADD=25 RD=0.837,1 UX=-10.5, -8.8613
      ADD=26 RD=0,0.431 UX=-8.8613, -5.75
```

```
      ADD=26 RD=0.431,1 UX=-5.75, -0.7705
      ADD=27 RD=0,0.096 UX=-0.7705, -0
NAME=WATERH  ; 수평수압
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=30 RD=0.163,1 UX=0, 8.88
      ADD=31 RD=0,1 UX=8.88, 12.88
      ADD=24 RD=0,1 UX=-12.88, -8.88
      ADD=25 RD=0,0.837 UX=-8.88, -0
NAME=BUOYANCY  ; 부력
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=1 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=2 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=3 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=4 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=5 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=6 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=7 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=8 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=9 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=10 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=11 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=12 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=13 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=14 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=15 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=16 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=17 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=18 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=19 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=20 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=21 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=22 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=23 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
NAME=TEMPPLUS  ; 온도변화(+)
   TYPE=Temperature ELEM=FRAME
      ADD=24 T=10
      ADD=25 T=10
      ADD=26 T=10
      ADD=27 T=10
      ADD=28 T=10
      ADD=29 T=10
      ADD=30 T=10
      ADD=31 T=10
NAME=TEMPMINU  ; 온도변화(-)
   TYPE=Temperature ELEM=FRAME
      ADD=24 T=-10
      ADD=25 T=-10
      ADD=26 T=-10
      ADD=27 T=-10
      ADD=28 T=-10
      ADD=29 T=-10
      ADD=30 T=-10
      ADD=31 T=-10
NAME=SHRINK  ; 건조수축
   TYPE=Temperature ELEM=FRAME
      ADD=24 T=-15
      ADD=25 T=-15
      ADD=26 T=-15
      ADD=27 T=-15
      ADD=28 T=-15
      ADD=29 T=-15
      ADD=30 T=-15
      ADD=31 T=-15
MODE
   TYPE=RITZ   N=100   TOL=0.00001
      LOAD=SW
      LOAD=LIVEAH
      LOAD=SOILB
      LOAD=SOILBW
      LOAD=WATERH
      LOAD=BUOYANCY
      LOAD=TEMPPLUS
      LOAD=TEMPMINU
      LOAD=SHRINK
      NLLINK=*
HISTORY
    NAME=UL01    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
       LOAD= SW             SF=1.400   AT=1
    NAME=UL02    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=1.600   AT=1
       LOAD= SOILB          SF=1.600   AT=1
       LOAD= TEMPPLUS       SF=1.200   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
    NAME=UL03    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=1.600   AT=1
       LOAD= SOILB          SF=1.600   AT=1
       LOAD= TEMPMINU       SF=1.200   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
    NAME=UL04    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
    NAME=UL05    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=0.800   AT=1
       LOAD= SOILB          SF=0.800   AT=1
       LOAD= TEMPPLUS       SF=1.200   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
    NAME=UL06    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=0.800   AT=1
       LOAD= SOILB          SF=0.800   AT=1
       LOAD= TEMPMINU       SF=1.200   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
    NAME=UL07    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
       LOAD= SOILB          SF=1.600   AT=1
    NAME=UL08    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
       LOAD= SOILB          SF=0.800   AT=1
    NAME=UL09    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=1.600   AT=1
       LOAD= SOILBW         SF=1.600   AT=1
       LOAD= WATERH         SF=1.600   AT=1
       LOAD= BUOYANCY       SF=1.200   AT=1
       LOAD= TEMPPLUS       SF=1.200   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
    NAME=UL10    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=1.600   AT=1
       LOAD= SOILBW         SF=1.600   AT=1
       LOAD= WATERH         SF=1.600   AT=1
       LOAD= BUOYANCY       SF=1.200   AT=1
       LOAD= TEMPMINU       SF=1.200   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
    NAME=UL11    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=0.800   AT=1
       LOAD= SOILBW         SF=0.800   AT=1
       LOAD= WATERH         SF=0.800   AT=1
       LOAD= BUOYANCY       SF=1.200   AT=1
       LOAD= TEMPPLUS       SF=1.200   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
    NAME=UL12    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=0.800   AT=1
       LOAD= SOILBW         SF=0.800   AT=1
       LOAD= WATERH         SF=0.800   AT=1
       LOAD= BUOYANCY       SF=1.200   AT=1
       LOAD= TEMPMINU       SF=1.200   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.200   AT=1
    NAME=UL13    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
       LOAD= SOILBW         SF=1.600   AT=1
       LOAD= WATERH         SF=1.600   AT=1
    NAME=UL14    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
       LOAD= SOILBW         SF=0.800   AT=1
       LOAD= WATERH         SF=0.800   AT=1
    NAME=SV01    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
    NAME=SV02    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=1.000   AT=1
       LOAD= SOILB          SF=1.000   AT=1
       LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
    NAME=SV03    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=1.000   AT=1
       LOAD= SOILB          SF=1.000   AT=1
       LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
    NAME=SV04    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
    NAME=SV05    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=0.500   AT=1
       LOAD= SOILB          SF=0.500   AT=1
       LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
    NAME=SV06    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
       LOAD= LIVEAH         SF=0.500   AT=1
       LOAD= SOILB          SF=0.500   AT=1
       LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
       LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
    NAME=SV07    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
```

```
      LOAD= SOILB          SF=1.000   AT=1
   NAME=SV08    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
      LOAD= SOILB          SF=0.500   AT=1
   NAME=SV09    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVEAH         SF=1.000   AT=1
      LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=1.000   AT=1
      LOAD= BUOYANCY       SF=1.000   AT=1
      LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
      LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
   NAME=SV10    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVEAH         SF=1.000   AT=1
      LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=1.000   AT=1
      LOAD= BUOYANCY       SF=1.000   AT=1
      LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
      LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
   NAME=SV11    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVEAH         SF=0.500   AT=1
      LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=0.500   AT=1
      LOAD= BUOYANCY       SF=1.000   AT=1
      LOAD= TEMPPLUS       SF=1.000   AT=1
      LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
   NAME=SV12    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
      LOAD= LIVEAH         SF=0.500   AT=1
      LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=0.500   AT=1
      LOAD= BUOYANCY       SF=1.000   AT=1
      LOAD= TEMPMINU       SF=1.000   AT=1
      LOAD= SHRINK         SF=1.000   AT=1
   NAME=SV13    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
      LOAD= SOILBW         SF=1.000   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=1.000   AT=1
   NAME=SV14    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=1.000   AT=1
      LOAD= SOILBW         SF=0.500   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=0.500   AT=1
COMBO
   NAME=ENVUSE  TYPE=ENVE
      HIST=SV01 SF=1
      HIST=SV02 SF=1
      HIST=SV03 SF=1
      HIST=SV04 SF=1
      HIST=SV05 SF=1
      HIST=SV06 SF=1
      HIST=SV07 SF=1
      HIST=SV08 SF=1
      HIST=SV09 SF=1
      HIST=SV10 SF=1
      HIST=SV11 SF=1
      HIST=SV12 SF=1
      HIST=SV13 SF=1
      HIST=SV14 SF=1
   NAME=ENVULT  TYPE=ENVE
      HIST=UL01 SF=1
      HIST=UL02 SF=1
      HIST=UL03 SF=1
      HIST=UL04 SF=1
      HIST=UL05 SF=1
      HIST=UL06 SF=1
      HIST=UL07 SF=1
      HIST=UL08 SF=1
      HIST=UL09 SF=1
      HIST=UL10 SF=1
      HIST=UL11 SF=1
      HIST=UL12 SF=1
      HIST=UL13 SF=1
      HIST=UL14 SF=1
OUTPUT
   ELEM=JOINT   TYPE=REAC,DISP,APP      LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
   ELEM=FRAME   TYPE=FORCE              LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
```

16. INPUT DATA (기능수행)

```
; ACulvert SAP2000 데이터파일 : 내진(기능)
;
SYSTEM
   DOF=UX,UZ,RY LENGTH=m FORCE=kN
JOINT
  1    X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.500
  2    X=     0.950 Y=     0.000 Z=     0.500
  3    X=     1.553 Y=     0.000 Z=     0.500
  4    X=     2.606 Y=     0.000 Z=     0.500
  5    X=     3.659 Y=     0.000 Z=     0.500
  6    X=     4.712 Y=     0.000 Z=     0.500
  7    X=     5.765 Y=     0.000 Z=     0.500
  8    X=     6.818 Y=     0.000 Z=     0.500
  9    X=     7.871 Y=     0.000 Z=     0.500
  10   X=     8.924 Y=     0.000 Z=     0.500
  11   X=     9.150 Y=     0.000 Z=     0.500
  12   X=     9.450 Y=     0.000 Z=     0.500
  13   X=     9.750 Y=     0.000 Z=     0.500
  14   X=     9.976 Y=     0.000 Z=     0.500
  15   X=    11.029 Y=     0.000 Z=     0.500
  16   X=    12.082 Y=     0.000 Z=     0.500
  17   X=    13.135 Y=     0.000 Z=     0.500
  18   X=    14.188 Y=     0.000 Z=     0.500
  19   X=    15.241 Y=     0.000 Z=     0.500
  20   X=    16.294 Y=     0.000 Z=     0.500
  21   X=    17.347 Y=     0.000 Z=     0.500
  22   X=    17.550 Y=     0.000 Z=     0.500
  23   X=    17.950 Y=     0.000 Z=     0.500
  24   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     0.500
  25   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     0.900
  26   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     1.961
  27   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     2.721
  28   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     3.421
  29   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     3.421
  30   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     2.721
  31   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     1.961
  32   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.900
  33   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.000
  34   X=     1.553 Y=     0.000 Z=     0.000
  35   X=     2.606 Y=     0.000 Z=     0.000
  36   X=     3.659 Y=     0.000 Z=     0.000
  37   X=     4.712 Y=     0.000 Z=     0.000
  38   X=     5.765 Y=     0.000 Z=     0.000
  39   X=     6.818 Y=     0.000 Z=     0.000
  40   X=     7.871 Y=     0.000 Z=     0.000
  41   X=     8.924 Y=     0.000 Z=     0.000
  42   X=     9.976 Y=     0.000 Z=     0.000
  43   X=    11.029 Y=     0.000 Z=     0.000
  44   X=    12.082 Y=     0.000 Z=     0.000
  45   X=    13.135 Y=     0.000 Z=     0.000
  46   X=    14.188 Y=     0.000 Z=     0.000
  47   X=    15.241 Y=     0.000 Z=     0.000
  48   X=    16.294 Y=     0.000 Z=     0.000
  49   X=    17.347 Y=     0.000 Z=     0.000
  50   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     0.000
  51   X=    18.900 Y=     0.000 Z=     0.500
  52   X=    18.900 Y=     0.000 Z=     1.961
  53   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     1.961
  54   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.500
RESTRAINT
  ADD=33 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=34 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=35 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=36 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=37 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=38 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=39 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=40 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=41 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=42 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=43 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=44 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=45 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=46 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=47 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=48 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=49 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=50 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=51 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=52 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=53 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=54 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
SPRING
  ADD=3 UX=3001.59
  ADD=4 UX=3001.59
  ADD=5 UX=3001.59
  ADD=6 UX=3001.59
  ADD=7 UX=3001.59
  ADD=8 UX=3001.59
  ADD=9 UX=3001.59
  ADD=10 UX=3001.59
  ADD=14 UX=3001.59
  ADD=15 UX=3001.59
  ADD=16 UX=3001.59
  ADD=17 UX=3001.59
  ADD=18 UX=3001.59
  ADD=19 UX=3001.59
  ADD=20 UX=3001.59
  ADD=21 UX=3001.59
  ADD=26 UZ=18595.2
  ADD=31 UZ=18595.2
MATERIAL
  Name=1 M=2.54946 W=25
    E=2.6702e+007 U=0.167 A=9.99e-006
NLPROP
  NAME=1 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=6212.79 CE=0.99999 K=6212.79 OPEN=0
  NAME=2 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=9004.77 CE=0.99999 K=9004.77 OPEN=0
  NAME=3 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=39351.6 CE=0.99999 K=39351.6 OPEN=0
  NAME=4 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=55785.5 CE=0.99999 K=55785.5 OPEN=0
FRAME SECTION
  Name=1  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=0.6,1
  Name=2  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=0.4,1
  Name=3  TYPE=NONPR SEC=2,1 EIVAR=1,1
  Name=4  TYPE=NONPR SEC=1,2 EIVAR=1,1
FRAME
     1 J=  1,   2 SEC= 1 IOFF=0.15 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
     2 J=  2,   3 SEC= 3 NSEG= 4 ANG=180
     3 J=  3,   4 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     4 J=  4,   5 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     5 J=  5,   6 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     6 J=  6,   7 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     7 J=  7,   8 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     8 J=  8,   9 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     9 J=  9,  10 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    10 J= 10,  11 SEC= 4 NSEG= 4 ANG=180
    11 J= 11,  12 SEC= 3 NSEG= 4 ANG=180
    12 J= 12,  13 SEC= 4 NSEG= 4 ANG=180
    13 J= 13,  14 SEC= 3 NSEG= 4 ANG=180
    14 J= 14,  15 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    15 J= 15,  16 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    16 J= 16,  17 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    17 J= 17,  18 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    18 J= 18,  19 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    19 J= 19,  20 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    20 J= 20,  21 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    21 J= 21,  22 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    22 J= 22,  23 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    23 J= 23,  24 SEC= 1 IOFF=0 JOFF=0.15 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    24 J= 24,  25 SEC= 2 IOFF=0.35 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    25 J= 25,  26 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    26 J= 26,  27 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    27 J= 27,  28 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    28 J= 29,  30 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    29 J= 30,  31 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    30 J= 31,  32 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    31 J= 32,   1 SEC= 2 IOFF=0 JOFF=0.35 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
NLLINK
     1 J= 1,33 NLP=1 ANG=0
     2 J= 3,34 NLP=2 ANG=0
     3 J= 4,35 NLP=2 ANG=0
     4 J= 5,36 NLP=2 ANG=0
     5 J= 6,37 NLP=2 ANG=0
     6 J= 7,38 NLP=2 ANG=0
     7 J= 8,39 NLP=2 ANG=0
     8 J= 9,40 NLP=2 ANG=0
     9 J=10,41 NLP=2 ANG=0
    10 J=14,42 NLP=2 ANG=0
    11 J=15,43 NLP=2 ANG=0
    12 J=16,44 NLP=2 ANG=0
    13 J=17,45 NLP=2 ANG=0
    14 J=18,46 NLP=2 ANG=0
    15 J=19,47 NLP=2 ANG=0
    16 J=20,48 NLP=2 ANG=0
    17 J=21,49 NLP=2 ANG=0
    18 J=24,50 NLP=1 ANG=0
    19 J=24,51 NLP=3 ANG=0
    20 J=26,52 NLP=4 ANG=0
    21 J=31,53 NLP=4 ANG=0
    22 J= 1,54 NLP=3 ANG=0
LOAD
NAME=SW SW=1  ; 구체자중
NAME=LIVEAHE  ; 지진시 상재활하중에 의한 수평하중
```

```
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=28 RD=0.904,1 UX=5, 5
      ADD=29 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=30 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=31 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=24 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=25 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=26 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=27 RD=0,0.096 UX=-5, -5
NAME=SOILLE2  ; 지진시 편토압(좌측) 2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=31 RD=0,1 UX=14.0884, 16.9156
      ADD=30 RD=0,1 UX=6.5928, 14.0884
      ADD=29 RD=0,0.569 UX=0.5733, 4.278
      ADD=29 RD=0.569,1 UX=4.278, 6.5928
      ADD=28 RD=0.904,1 UX=0, 0.5733
NAME=SOILLWE2  ; 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=31 RD=0,1 UX=11.1154, 12.6034
      ADD=30 RD=0,0.163 UX=6.5928, 7.812
      ADD=30 RD=0.163,1 UX=7.812, 11.1154
      ADD=29 RD=0,0.569 UX=0.5733, 4.278
      ADD=29 RD=0.569,1 UX=4.278, 6.5928
      ADD=28 RD=0.904,1 UX=0, 0.5733
NAME=SOILRE2  ; 지진시 편토압(우측) 2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UX=-16.9156, -14.0884
      ADD=25 RD=0,1 UX=-14.0884, -6.5928
      ADD=26 RD=0,0.431 UX=-6.5928, -4.278
      ADD=26 RD=0.431,1 UX=-4.278, -0.5733
      ADD=27 RD=0,0.096 UX=-0.5733, -0
NAME=SOILRWE2  ; 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UX=-12.6034, -11.1154
      ADD=25 RD=0,0.837 UX=-11.1154, -7.812
      ADD=25 RD=0.837,1 UX=-7.812, -6.5928
      ADD=26 RD=0,0.431 UX=-6.5928, -4.278
      ADD=26 RD=0.431,1 UX=-4.278, -0.5733
      ADD=27 RD=0,0.096 UX=-0.5733, -0
NAME=WATERH  ; 수평수압
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=30 RD=0.163,1 UX=0, 8.88
      ADD=31 RD=0,1 UX=8.88, 12.88
      ADD=24 RD=0,1 UX=-12.88, -8.88
      ADD=25 RD=0,0.837 UX=-8.88, -0
NAME=BUOYANCY  ; 부력
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=1 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=2 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=3 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=4 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=5 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=6 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=7 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=8 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=9 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=10 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=11 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=12 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=13 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=14 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=15 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=16 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=17 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=18 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=19 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=20 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=21 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=22 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=23 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
NAME=FUNINER  ; 구체 관성력(기능수행)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=28 RD=0,1 UX=0.63, 0.63
      ADD=29 RD=0,1 UX=0.63, 0.63
      ADD=30 RD=0,1 UX=0.63, 0.63
      ADD=31 RD=0,1 UX=0.63, 0.63
      ADD=24 RD=0,1 UX=0.63, 0.63
      ADD=25 RD=0,1 UX=0.63, 0.63
      ADD=26 RD=0,1 UX=0.63, 0.63
      ADD=27 RD=0,1 UX=0.63, 0.63
      ADD=1 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=2 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=3 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=4 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=5 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=6 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=7 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=8 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=9 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=10 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=11 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=12 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=13 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=14 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=15 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=16 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=17 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=18 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=19 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=20 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=21 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=22 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
      ADD=23 RD=0,1 UX=0.945, 0.945
NAME=FUNINER2  ; 구체 관성력(기능수행)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=28 RD=0,1 UX=-0.63, -0.63
      ADD=29 RD=0,1 UX=-0.63, -0.63
      ADD=30 RD=0,1 UX=-0.63, -0.63
      ADD=31 RD=0,1 UX=-0.63, -0.63
      ADD=24 RD=0,1 UX=-0.63, -0.63
      ADD=25 RD=0,1 UX=-0.63, -0.63
      ADD=26 RD=0,1 UX=-0.63, -0.63
      ADD=27 RD=0,1 UX=-0.63, -0.63
      ADD=1 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=2 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=3 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=4 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=5 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=6 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=7 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=8 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=9 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=10 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=11 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=12 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=13 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=14 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=15 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=16 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=17 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=18 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=19 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=20 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=21 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=22 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
      ADD=23 RD=0,1 UX=-0.945, -0.945
MODE
   TYPE=RITZ   N=100   TOL=0.00001
      LOAD=SW
      LOAD=LIVEAHE
      LOAD=SOILLE2
      LOAD=SOILLWE2
      LOAD=SOILRE2
      LOAD=SOILRWE2
      LOAD=WATERH
      LOAD=BUOYANCY
      LOAD=FUNINER
      LOAD=FUNINER2
      NLLINK=*
HISTORY
   NAME=UE01    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= SOILLE2        SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE02    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= SOILRE2        SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE03    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
      LOAD= SOILLE2        SF=0.500   AT=1
      LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE04    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
      LOAD= SOILRE2        SF=0.500   AT=1
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE05    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILLE2        SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE06    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILRE2        SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE07    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
```

```
      LOAD= SOILLE2        SF=0.500   AT=1
      LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE08    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILRE2        SF=0.500   AT=1
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE09    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= SOILLWE2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE10    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
      LOAD= SOILRWE2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE11    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
      LOAD= SOILLWE2       SF=0.500   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=0.500   AT=1
      LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE12    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
      LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
      LOAD= SOILRWE2       SF=0.500   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=0.500   AT=1
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE13    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILLWE2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE14    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILRWE2       SF=1.000   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=1.000   AT=1
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
   NAME=UE15    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILLWE2       SF=0.500   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=0.500   AT=1
      LOAD= FUNINER        SF=1.000   AT=1
   NAME=UE16    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
      LOAD= SOILRWE2       SF=0.500   AT=1
      LOAD= WATERH         SF=0.500   AT=1
      LOAD= FUNINER2       SF=1.000   AT=1
COMBO
   NAME=ENVEQ  TYPE=ENVE
      HIST=UE01 SF=1
      HIST=UE02 SF=1
      HIST=UE03 SF=1
      HIST=UE04 SF=1
      HIST=UE05 SF=1
      HIST=UE06 SF=1
      HIST=UE07 SF=1
      HIST=UE08 SF=1
      HIST=UE09 SF=1
      HIST=UE10 SF=1
      HIST=UE11 SF=1
      HIST=UE12 SF=1
      HIST=UE13 SF=1
      HIST=UE14 SF=1
      HIST=UE15 SF=1
      HIST=UE16 SF=1
OUTPUT
   ELEM=JOINT   TYPE=REAC,DISP,APP      LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
   ELEM=FRAME   TYPE=FORCE              LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
```

17. INPUT DATA (붕괴방지)

```
; ACulvert SAP2000 데이터파일 : 내진(붕괴)
;
SYSTEM
   DOF=UX,UZ,RY LENGTH=m FORCE=kN
JOINT
  1    X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.500
  2    X=     0.950 Y=     0.000 Z=     0.500
  3    X=     1.553 Y=     0.000 Z=     0.500
  4    X=     2.606 Y=     0.000 Z=     0.500
  5    X=     3.659 Y=     0.000 Z=     0.500
  6    X=     4.712 Y=     0.000 Z=     0.500
  7    X=     5.765 Y=     0.000 Z=     0.500
  8    X=     6.818 Y=     0.000 Z=     0.500
  9    X=     7.871 Y=     0.000 Z=     0.500
  10   X=     8.924 Y=     0.000 Z=     0.500
  11   X=     9.150 Y=     0.000 Z=     0.500
  12   X=     9.450 Y=     0.000 Z=     0.500
  13   X=     9.750 Y=     0.000 Z=     0.500
  14   X=     9.976 Y=     0.000 Z=     0.500
  15   X=    11.029 Y=     0.000 Z=     0.500
  16   X=    12.082 Y=     0.000 Z=     0.500
  17   X=    13.135 Y=     0.000 Z=     0.500
  18   X=    14.188 Y=     0.000 Z=     0.500
  19   X=    15.241 Y=     0.000 Z=     0.500
  20   X=    16.294 Y=     0.000 Z=     0.500
  21   X=    17.347 Y=     0.000 Z=     0.500
  22   X=    17.550 Y=     0.000 Z=     0.500
  23   X=    17.950 Y=     0.000 Z=     0.500
  24   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     0.500
  25   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     0.900
  26   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     1.961
  27   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     2.721
  28   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     3.421
  29   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     3.421
  30   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     2.721
  31   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     1.961
  32   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.900
  33   X=     0.500 Y=     0.000 Z=     0.000
  34   X=     1.553 Y=     0.000 Z=     0.000
  35   X=     2.606 Y=     0.000 Z=     0.000
  36   X=     3.659 Y=     0.000 Z=     0.000
  37   X=     4.712 Y=     0.000 Z=     0.000
  38   X=     5.765 Y=     0.000 Z=     0.000
  39   X=     6.818 Y=     0.000 Z=     0.000
  40   X=     7.871 Y=     0.000 Z=     0.000
  41   X=     8.924 Y=     0.000 Z=     0.000
  42   X=     9.976 Y=     0.000 Z=     0.000
  43   X=    11.029 Y=     0.000 Z=     0.000
  44   X=    12.082 Y=     0.000 Z=     0.000
  45   X=    13.135 Y=     0.000 Z=     0.000
  46   X=    14.188 Y=     0.000 Z=     0.000
  47   X=    15.241 Y=     0.000 Z=     0.000
  48   X=    16.294 Y=     0.000 Z=     0.000
  49   X=    17.347 Y=     0.000 Z=     0.000
  50   X=    18.400 Y=     0.000 Z=     0.000
  51   X=    18.900 Y=     0.000 Z=     0.500
  52   X=    18.900 Y=     0.000 Z=     1.961
  53   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     1.961
  54   X=     0.000 Y=     0.000 Z=     0.500
RESTRAINT
  ADD=33 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=34 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=35 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=36 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=37 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=38 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=39 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=40 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=41 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=42 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=43 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=44 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=45 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=46 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=47 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=48 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=49 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=50 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=51 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=52 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=53 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
  ADD=54 DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ
SPRING
  ADD=3 UX=3001.59
  ADD=4 UX=3001.59
  ADD=5 UX=3001.59
  ADD=6 UX=3001.59
  ADD=7 UX=3001.59
  ADD=8 UX=3001.59
  ADD=9 UX=3001.59
  ADD=10 UX=3001.59
  ADD=14 UX=3001.59
  ADD=15 UX=3001.59
  ADD=16 UX=3001.59
  ADD=17 UX=3001.59
  ADD=18 UX=3001.59
  ADD=19 UX=3001.59
  ADD=20 UX=3001.59
  ADD=21 UX=3001.59
  ADD=26 UZ=18595.2
  ADD=31 UZ=18595.2
MATERIAL
  Name=1 M=2.54946 W=25
    E=2.6702e+007 U=0.167 A=9.99e-006
NLPROP
  NAME=1 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=6212.79 CE=0.99999 K=6212.79 OPEN=0
  NAME=2 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=9004.77 CE=0.99999 K=9004.77 OPEN=0
  NAME=3 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=39351.6 CE=0.99999 K=39351.6 OPEN=0
  NAME=4 TYPE=Gap M=1e-005 MR1=1e-005 MR2=1e-005 MR3=1e-005
       DOF=U1 KE=55785.5 CE=0.99999 K=55785.5 OPEN=0
FRAME SECTION
  Name=1  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=0.6,1
  Name=2  TYPE=PRISM Mat=1  SH=R T=0.4,1
  Name=3  TYPE=NONPR SEC=2,1 EIVAR=1,1
  Name=4  TYPE=NONPR SEC=1,2 EIVAR=1,1
FRAME
     1 J=  1,   2 SEC= 1 IOFF=0.15 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
     2 J=  2,   3 SEC= 3 NSEG= 4 ANG=180
     3 J=  3,   4 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     4 J=  4,   5 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     5 J=  5,   6 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     6 J=  6,   7 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     7 J=  7,   8 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     8 J=  8,   9 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
     9 J=  9,  10 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    10 J= 10,  11 SEC= 4 NSEG= 4 ANG=180
    11 J= 11,  12 SEC= 3 NSEG= 4 ANG=180
    12 J= 12,  13 SEC= 4 NSEG= 4 ANG=180
    13 J= 13,  14 SEC= 3 NSEG= 4 ANG=180
    14 J= 14,  15 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    15 J= 15,  16 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    16 J= 16,  17 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    17 J= 17,  18 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    18 J= 18,  19 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    19 J= 19,  20 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    20 J= 20,  21 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    21 J= 21,  22 SEC= 1 NSEG= 4 ANG=180
    22 J= 22,  23 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    23 J= 23,  24 SEC= 1 IOFF=0 JOFF=0.15 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
    24 J= 24,  25 SEC= 2 IOFF=0.35 JOFF=0 RIGID=1 NSEG=4 ANG=0
    25 J= 25,  26 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    26 J= 26,  27 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    27 J= 27,  28 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=0
    28 J= 29,  30 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    29 J= 30,  31 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    30 J= 31,  32 SEC= 2 NSEG= 4 ANG=180
    31 J= 32,   1 SEC= 2 IOFF=0 JOFF=0.35 RIGID=1 NSEG=4 ANG=180
NLLINK
     1 J= 1,33 NLP=1 ANG=0
     2 J= 3,34 NLP=2 ANG=0
     3 J= 4,35 NLP=2 ANG=0
     4 J= 5,36 NLP=2 ANG=0
     5 J= 6,37 NLP=2 ANG=0
     6 J= 7,38 NLP=2 ANG=0
     7 J= 8,39 NLP=2 ANG=0
     8 J= 9,40 NLP=2 ANG=0
     9 J=10,41 NLP=2 ANG=0
    10 J=14,42 NLP=2 ANG=0
    11 J=15,43 NLP=2 ANG=0
    12 J=16,44 NLP=2 ANG=0
    13 J=17,45 NLP=2 ANG=0
    14 J=18,46 NLP=2 ANG=0
    15 J=19,47 NLP=2 ANG=0
    16 J=20,48 NLP=2 ANG=0
    17 J=21,49 NLP=2 ANG=0
    18 J=24,50 NLP=1 ANG=0
    19 J=24,51 NLP=3 ANG=0
    20 J=26,52 NLP=4 ANG=0
    21 J=31,53 NLP=4 ANG=0
    22 J= 1,54 NLP=3 ANG=0
LOAD
NAME=SW SW=1  ; 구체자중
NAME=LIVEAHE  ; 지진시 상재활하중에 의한 수평하중
```

```
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=28 RD=0.904,1 UX=5, 5
      ADD=29 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=30 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=31 RD=0,1 UX=5, 5
      ADD=24 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=25 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=26 RD=0,1 UX=-5, -5
      ADD=27 RD=0,0.096 UX=-5, -5
NAME=SOILLE  ; 지진시 편토압(좌측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=31 RD=0,1 UX=16.5122, 19.8258
      ADD=30 RD=0,1 UX=7.727, 16.5122
      ADD=29 RD=0,0.569 UX=0.6719, 5.014
      ADD=29 RD=0.569,1 UX=5.014, 7.727
      ADD=28 RD=0.904,1 UX=0, 0.6719
NAME=SOILLWE  ; 지진시 편토압(좌측) : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=31 RD=0,1 UX=13.0277, 14.7717
      ADD=30 RD=0,0.163 UX=7.727, 9.156
      ADD=30 RD=0.163,1 UX=9.156, 13.0277
      ADD=29 RD=0,0.569 UX=0.6719, 5.014
      ADD=29 RD=0.569,1 UX=5.014, 7.727
      ADD=28 RD=0.904,1 UX=0, 0.6719
NAME=SOILRE  ; 지진시 편토압(우측)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UX=-19.8258, -16.5122
      ADD=25 RD=0,1 UX=-16.5122, -7.727
      ADD=26 RD=0,0.431 UX=-7.727, -5.014
      ADD=26 RD=0.431,1 UX=-5.014, -0.6719
      ADD=27 RD=0,0.096 UX=-0.6719, -0
NAME=SOILRWE  ; 지진시 편토압(우측) : 지하수有
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=24 RD=0,1 UX=-14.7717, -13.0277
      ADD=25 RD=0,0.837 UX=-13.0277, -9.156
      ADD=25 RD=0.837,1 UX=-9.156, -7.727
      ADD=26 RD=0,0.431 UX=-7.727, -5.014
      ADD=26 RD=0.431,1 UX=-5.014, -0.6719
      ADD=27 RD=0,0.096 UX=-0.6719, -0
NAME=WATERH  ; 수평수압
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=30 RD=0.163,1 UX=0, 8.88
      ADD=31 RD=0,1 UX=8.88, 12.88
      ADD=24 RD=0,1 UX=-12.88, -8.88
      ADD=25 RD=0,0.837 UX=-8.88, -0
NAME=BUOYANCY  ; 부력
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=1 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=2 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=3 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=4 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=5 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=6 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=7 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=8 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=9 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=10 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=11 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=12 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=13 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=14 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=15 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=16 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=17 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=18 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=19 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=20 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=21 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=22 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
      ADD=23 RD=0,1 UZ=14.88, 14.88
NAME=COLINER  ; 구체 관성력(붕괴방지)
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=28 RD=0,1 UX=1.54, 1.54
      ADD=29 RD=0,1 UX=1.54, 1.54
      ADD=30 RD=0,1 UX=1.54, 1.54
      ADD=31 RD=0,1 UX=1.54, 1.54
      ADD=24 RD=0,1 UX=1.54, 1.54
      ADD=25 RD=0,1 UX=1.54, 1.54
      ADD=26 RD=0,1 UX=1.54, 1.54
      ADD=27 RD=0,1 UX=1.54, 1.54
      ADD=1 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=2 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=3 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=4 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=5 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=6 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=7 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=8 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=9 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=10 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=11 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=12 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=13 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=14 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=15 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=16 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=17 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=18 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=19 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=20 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=21 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=22 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
      ADD=23 RD=0,1 UX=2.31, 2.31
NAME=COLINER2  ; 구체 관성력(붕괴방지)2
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=28 RD=0,1 UX=-1.54, -1.54
      ADD=29 RD=0,1 UX=-1.54, -1.54
      ADD=30 RD=0,1 UX=-1.54, -1.54
      ADD=31 RD=0,1 UX=-1.54, -1.54
      ADD=24 RD=0,1 UX=-1.54, -1.54
      ADD=25 RD=0,1 UX=-1.54, -1.54
      ADD=26 RD=0,1 UX=-1.54, -1.54
      ADD=27 RD=0,1 UX=-1.54, -1.54
      ADD=1 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=2 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=3 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=4 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=5 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=6 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=7 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=8 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=9 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=10 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=11 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=12 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=13 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=14 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=15 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=16 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=17 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=18 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=19 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=20 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=21 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=22 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
      ADD=23 RD=0,1 UX=-2.31, -2.31
MODE
   TYPE=RITZ   N=100   TOL=0.00001
      LOAD=SW
      LOAD=LIVEAHE
      LOAD=SOILLE
      LOAD=SOILLWE
      LOAD=SOILRE
      LOAD=SOILRWE
      LOAD=WATERH
      LOAD=BUOYANCY
      LOAD=COLINER
      LOAD=COLINER2
      NLLINK=*
HISTORY
    NAME=UE01    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
       LOAD= SOILLE         SF=1.000   AT=1
       LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
    NAME=UE02    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEAHE        SF=1.000   AT=1
       LOAD= SOILRE         SF=1.000   AT=1
       LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
    NAME=UE03    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
       LOAD= SOILLE         SF=0.500   AT=1
       LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
    NAME=UE04    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=1.200   AT=1
       LOAD= LIVEAHE        SF=0.500   AT=1
       LOAD= SOILRE         SF=0.500   AT=1
       LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
    NAME=UE05    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
       LOAD= SOILLE         SF=1.000   AT=1
       LOAD= COLINER        SF=1.000   AT=1
    NAME=UE06    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
       LOAD= SOILRE         SF=1.000   AT=1
       LOAD= COLINER2       SF=1.000   AT=1
    NAME=UE07    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENV
       LOAD= SW             SF=0.900   AT=1
```

```
      LOAD= SOILLE          SF=0.500    AT=1
      LOAD= COLINER         SF=1.000    AT=1
   NAME=UE08    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW              SF=0.900    AT=1
      LOAD= SOILRE          SF=0.500    AT=1
      LOAD= COLINER2        SF=1.000    AT=1
   NAME=UE09    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
      LOAD= LIVEAHE         SF=1.000    AT=1
      LOAD= SOILLWE         SF=1.000    AT=1
      LOAD= WATERH          SF=1.000    AT=1
      LOAD= COLINER         SF=1.000    AT=1
   NAME=UE10    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
      LOAD= LIVEAHE         SF=1.000    AT=1
      LOAD= SOILRWE         SF=1.000    AT=1
      LOAD= WATERH          SF=1.000    AT=1
      LOAD= COLINER2        SF=1.000    AT=1
   NAME=UE11    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
      LOAD= LIVEAHE         SF=0.500    AT=1
      LOAD= SOILLWE         SF=0.500    AT=1
      LOAD= WATERH          SF=0.500    AT=1
      LOAD= COLINER         SF=1.000    AT=1
   NAME=UE12    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW              SF=1.200    AT=1
      LOAD= LIVEAHE         SF=0.500    AT=1
      LOAD= SOILRWE         SF=0.500    AT=1
      LOAD= WATERH          SF=0.500    AT=1
      LOAD= COLINER2        SF=1.000    AT=1
   NAME=UE13    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW              SF=0.900    AT=1
      LOAD= SOILLWE         SF=1.000    AT=1
      LOAD= WATERH          SF=1.000    AT=1
      LOAD= COLINER         SF=1.000    AT=1
   NAME=UE14    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW              SF=0.900    AT=1
      LOAD= SOILRWE         SF=1.000    AT=1
      LOAD= WATERH          SF=1.000    AT=1
      LOAD= COLINER2        SF=1.000    AT=1
   NAME=UE15    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW              SF=0.900    AT=1
      LOAD= SOILLWE         SF=0.500    AT=1
      LOAD= WATERH          SF=0.500    AT=1
      LOAD= COLINER         SF=1.000    AT=1
   NAME=UE16    TYPE=NON    NSTEP=100    DT=1    DAMP=0.99    DTMAX=1    ENVE=Y
      LOAD= SW              SF=0.900    AT=1
      LOAD= SOILRWE         SF=0.500    AT=1
      LOAD= WATERH          SF=0.500    AT=1
      LOAD= COLINER2        SF=1.000    AT=1
COMBO
   NAME=ENVEQ  TYPE=ENVE
      HIST=UE01 SF=1
      HIST=UE02 SF=1
      HIST=UE03 SF=1
      HIST=UE04 SF=1
      HIST=UE05 SF=1
      HIST=UE06 SF=1
      HIST=UE07 SF=1
      HIST=UE08 SF=1
      HIST=UE09 SF=1
      HIST=UE10 SF=1
      HIST=UE11 SF=1
      HIST=UE12 SF=1
      HIST=UE13 SF=1
      HIST=UE14 SF=1
      HIST=UE15 SF=1
      HIST=UE16 SF=1
OUTPUT
   ELEM=JOINT   TYPE=REAC,DISP,APP      LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
   ELEM=FRAME   TYPE=FORCE              LOAD=*  COMB=*  HIST=*  SPEC=*  MOVE=*
```

18. OUTPUT DATA (상시)

1) 계수하중

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVULT MAX	0.33333	0.00000	0.00000	2.57846
1	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	4.04487
1	ENVULT MAX	0.66667	0.00000	0.00000	5.62941
1	ENVULT MAX	0.83333	0.00000	0.00000	7.33208
1	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	9.15287
1	ENVULT MIN	0.33333	-68.65768	-29.07698	-53.41046
1	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	-29.08778	-51.22928
1	ENVULT MIN	0.66667	-68.65768	-29.09858	-49.04729
1	ENVULT MIN	0.83333	-68.65768	-29.10938	-46.99267
1	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	-29.12018	-45.15957
2	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	9.15287
2	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	13.09708
2	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	17.39922
2	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	22.09905
2	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	27.23635
2	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	-29.12018	-45.15957
2	ENVULT MIN	0.25000	-68.65768	-28.35045	-41.23126
2	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	-29.81333	-37.10453
2	ENVULT MIN	0.75000	-68.65768	-32.58336	-32.74023
2	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	-35.61720	-28.01165
3	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	27.23635
3	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	28.61799
3	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	31.45493
3	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	35.74719
3	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	41.49476
3	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	-19.68220	-28.01165
3	ENVULT MIN	0.25000	-68.65768	-19.72011	-25.23482
3	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	-19.75802	-21.22128
3	ENVULT MIN	0.75000	-68.65768	-22.91734	-15.96033
3	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	-27.65584	-9.45196
4	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	5.64515	41.49476
4	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.11690	40.82260
4	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	41.60576
4	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	43.84423
4	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	47.53801
4	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	-13.48376	-9.45196
4	ENVULT MIN	0.25000	-68.65768	-13.52167	-8.03675
4	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	-13.55958	-5.37412
4	ENVULT MIN	0.75000	-68.65768	-17.49661	-1.46408
4	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	-22.23511	0.00000
5	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	10.38762	47.53801
5	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	4.85937	45.55318
5	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	45.02366
5	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	45.94946
5	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	48.33056
5	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	-8.73023	0.00000
5	ENVULT MIN	0.25000	-68.65768	-8.76814	0.00000
5	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	-8.80605	0.00000
5	ENVULT MIN	0.75000	-68.65768	-13.26975	0.00000
5	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	-18.00825	0.00000
6	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	12.94368	48.33056
6	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	7.41543	45.65080
6	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	1.88718	44.42634
6	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	44.65720
6	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	46.34336
6	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	-5.35107	0.00000
6	ENVULT MIN	0.25000	-68.65768	-5.38898	0.00000
6	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	-5.46670	0.00000
6	ENVULT MIN	0.75000	-68.65768	-10.20520	0.00000
6	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	-14.94370	0.00000
7	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	13.71614	46.34336
7	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	8.18789	43.46025
7	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	2.65964	42.03244
7	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	42.05995
7	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	43.54277
7	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	-3.17805	0.00000
7	ENVULT MIN	0.25000	-68.65768	-3.21596	0.00000
7	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	-3.43842	0.00000
7	ENVULT MIN	0.75000	-68.65768	-8.17692	0.00000
7	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	-12.91542	0.00000
8	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	13.08163	43.54277
8	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	7.55338	40.82669
8	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	2.02513	39.56591
8	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	39.76045
8	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	41.41031
8	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	-1.98237	0.00000
8	ENVULT MIN	0.25000	-68.65768	-2.02028	0.00000
8	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	-2.25959	0.00000
8	ENVULT MIN	0.75000	-68.65768	-6.99809	0.00000
8	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	-11.73659	0.00000
9	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	11.47290	41.41031
9	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	5.94465	39.11772
9	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.41640	38.28045
9	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	38.89849
9	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	40.97184
9	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	-1.49871	0.00000
9	ENVULT MIN	0.25000	-68.65768	-1.53662	0.00000
9	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	-1.70482	0.00000
9	ENVULT MIN	0.75000	-68.65768	-6.44332	0.00000
9	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	-11.18182	0.00000
10	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	9.30149	40.97184
10	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	8.16443	40.47889
10	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	7.12624	40.04739
10	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	6.18693	39.67176
10	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	5.34649	39.34641
10	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	-1.44582	0.00000
10	ENVULT MIN	0.25000	-68.65768	-1.41158	0.00000
10	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	-1.29259	0.00000
10	ENVULT MIN	0.75000	-68.65768	-1.08885	0.00000
10	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	-0.80037	0.00000
11	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	5.34649	39.34641
11	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	4.23087	38.98644
11	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	2.98399	38.71506
11	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	1.60587	38.54212
11	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.09649	38.47746
11	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	-0.80037	0.00000
11	ENVULT MIN	0.25000	-68.65768	-0.41742	0.00000
11	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	-0.14697	0.00000
11	ENVULT MIN	0.75000	-68.65768	0.00000	0.00000
11	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	-0.03409	0.00000
12	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.18970	38.47746
12	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.11116	38.52765
12	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.26911	38.68611
12	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.53956	38.94302
12	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.92251	39.28851
12	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	0.00000	0.00000
12	ENVULT MIN	0.25000	-68.65768	-1.41288	0.00000
12	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	-2.79101	0.00000
12	ENVULT MIN	0.75000	-68.65768	-4.03788	0.00000
12	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	-5.15351	0.00000
13	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.92294	39.28851
13	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	1.21143	39.60296
13	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	1.41517	39.96769
13	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	1.53416	40.38828
13	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	1.56840	40.87033
13	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	-5.15351	0.00000
13	ENVULT MIN	0.25000	-68.65768	-5.99394	0.00000
13	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	-6.93326	0.00000
13	ENVULT MIN	0.75000	-68.65768	-7.97144	0.00000
13	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	-9.10851	0.00000
14	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	11.30375	40.87033
14	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	6.56525	38.74797
14	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	1.82675	38.08093
14	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	1.65917	38.86921
14	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	1.62127	41.11279
14	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	0.00000	0.00000
14	ENVULT MIN	0.25000	-68.65768	0.00000	0.00000
14	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	-0.23026	0.00000
14	ENVULT MIN	0.75000	-68.65768	-5.75851	0.00000
14	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	-11.28676	0.00000
15	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	11.84285	41.11279
15	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	7.10435	39.41967
15	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	2.36585	39.18186
15	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	2.12715	40.39936
15	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	2.08924	43.07217
15	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	0.00000	0.00000
15	ENVULT MIN	0.25000	-68.65768	0.00000	0.00000
15	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	-1.86076	0.00000
15	ENVULT MIN	0.75000	-68.65768	-7.38901	0.00000
15	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	-12.91726	0.00000
16	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	12.99337	43.07217
16	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	8.25487	41.55655
16	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	3.51637	41.49623
16	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	3.29439	42.89123
16	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	3.25648	45.74154
16	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	0.00000	0.00000
16	ENVULT MIN	0.25000	-68.65768	0.00000	0.00000
16	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	-2.53502	0.00000
16	ENVULT MIN	0.75000	-68.65768	-8.06327	0.00000
16	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	-13.59152	0.00000
17	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	14.97745	45.74154
17	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	10.23895	44.03905
17	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	5.50045	43.79186
17	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	5.42305	44.99998

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	5.38514	47.66342
17	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	0.00000	0.00000
17	ENVULT MIN	0.25000	-68.65768	0.00000	0.00000
17	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	-1.82515	0.00000
17	ENVULT MIN	0.75000	-68.65768	-7.35340	0.00000
17	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	-12.88165	0.00000
18	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	17.97793	47.66342
18	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	13.23943	45.29010
18	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	8.77581	44.37209
18	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	8.73791	44.90940
18	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	8.70000	46.90201
18	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	0.00000	0.00000
18	ENVULT MIN	0.25000	-68.65768	0.00000	0.00000
18	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	0.00000	0.00000
18	ENVULT MIN	0.75000	-68.65768	-4.88701	0.00000
18	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	-10.41526	0.00000
19	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	22.11651	46.90201
19	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	17.37801	43.24957
19	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	13.44072	41.05244
19	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	13.40281	40.31062
19	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	13.36490	41.02412
19	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	0.00000	0.00000
19	ENVULT MIN	0.25000	-68.65768	0.00000	-1.76184
19	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	0.00000	-5.63956
19	ENVULT MIN	0.75000	-68.65768	-0.26473	-8.26988
19	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	-5.79298	-9.65279
20	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	27.42077	41.02412
20	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	22.68227	35.36259
20	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	19.52220	31.15638
20	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	19.48429	28.40548
20	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	19.44639	27.10989
20	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	0.00000	-9.65279
20	ENVULT MIN	0.25000	-68.65768	0.00000	-16.09908
20	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	0.00000	-21.29796
20	ENVULT MIN	0.75000	-68.65768	0.00000	-25.24944
20	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	0.00000	-27.96416
21	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	35.07349	27.10989
21	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	34.00774	25.35695
21	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	32.94199	23.65810
21	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	31.87624	22.01334
21	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	30.81049	20.42267
21	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	0.00000	-27.96417
21	ENVULT MIN	0.25000	-68.65768	0.00000	-29.57076
21	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	0.00000	-31.14166
21	ENVULT MIN	0.75000	-68.65768	0.00000	-32.66620
21	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	0.00000	-34.14437
22	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	30.81049	20.42267
22	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	29.41049	17.41162
22	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	28.15618	14.54057
22	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	28.74178	11.80952
22	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	29.32738	9.21847
22	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	0.00000	-34.14437
22	ENVULT MIN	0.25000	-68.65768	0.00000	-36.95781
22	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	0.00000	-39.76073
22	ENVULT MIN	0.75000	-68.65768	0.00000	-42.47322
22	ENVULT MIN	1.00000	-68.65768	0.00000	-45.06571
23	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	29.32738	9.21847
23	ENVULT MAX	0.16667	0.00000	29.31658	7.38675
23	ENVULT MAX	0.33333	0.00000	29.30578	5.67315
23	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	29.29498	4.07767
23	ENVULT MAX	0.66667	0.00000	29.28418	2.60032
23	ENVULT MIN	0.00000	-68.65768	0.00000	-45.06571
23	ENVULT MIN	0.16667	-68.65768	0.00000	-46.91445
23	ENVULT MIN	0.33333	-68.65768	0.00000	-48.98513
23	ENVULT MIN	0.50000	-68.65768	0.00000	-51.18266
23	ENVULT MIN	0.66667	-68.65768	0.00000	-53.37938
24	ENVULT MAX	0.87500	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	0.90625	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	0.93750	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	0.96875	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MIN	0.87500	-35.99400	-50.62848	-36.98106
24	ENVULT MIN	0.90625	-35.81900	-50.03895	-36.35189
24	ENVULT MIN	0.93750	-35.64400	-49.45318	-35.73007
24	ENVULT MIN	0.96875	-35.46900	-48.87115	-35.11554
24	ENVULT MIN	1.00000	-35.29400	-48.29288	-34.50827
25	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MIN	0.00000	-35.29400	-48.29288	-34.50827
25	ENVULT MIN	0.25000	-31.58050	-36.90591	-23.24611
25	ENVULT MIN	0.50000	-27.86700	-27.20741	-14.78040
25	ENVULT MIN	0.75000	-24.15350	-19.19738	-8.66329
25	ENVULT MIN	1.00000	-20.44000	-12.74366	-4.45452
26	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.06942	0.02933
26	ENVULT MIN	0.00000	-20.44000	-12.74366	-4.45452
26	ENVULT MIN	0.25000	-17.78000	-8.80414	-2.41616
26	ENVULT MIN	0.50000	-15.12000	-5.41769	-1.07412
26	ENVULT MIN	0.75000	-12.46000	-2.66580	-0.31672
26	ENVULT MIN	1.00000	-9.80000	-0.57902	-0.02462
27	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.02933
27	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.06902	0.03624
27	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.06902	0.02416
27	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.06902	0.01208
27	ENVULT MAX	1.00000	1.57857	0.06902	0.00000
27	ENVULT MIN	0.00000	-9.80000	-0.57902	-0.02462
27	ENVULT MIN	0.25000	-7.35000	-0.03517	-0.01846
27	ENVULT MIN	0.50000	-4.90000	-0.03517	-0.01231
27	ENVULT MIN	0.75000	-2.45000	-0.03517	-0.00615
27	ENVULT MIN	1.00000	-0.00005	-0.03517	0.00000
28	ENVULT MAX	0.00000	1.58181	0.03486	0.00000
28	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	0.03486	0.01115
28	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	0.03486	0.02230
28	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	0.03486	0.03345
28	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.57902	0.02561
28	ENVULT MIN	0.00000	-0.00005	-0.06371	0.00000
28	ENVULT MIN	0.25000	-2.45000	-0.06371	-0.00610
28	ENVULT MIN	0.50000	-4.90000	-0.06371	-0.01220
28	ENVULT MIN	0.75000	-7.35000	-0.06371	-0.01830
28	ENVULT MIN	1.00000	-9.80000	0.00000	-0.02440
29	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.57902	0.02561
29	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	2.66580	0.00000
29	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	5.41769	0.00000
29	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	8.80414	0.00000
29	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	12.74366	0.00000
29	ENVULT MIN	0.00000	-9.80000	-0.05945	-0.02440
29	ENVULT MIN	0.25000	-12.46000	0.00000	-0.31672
29	ENVULT MIN	0.50000	-15.12000	0.00000	-1.07412
29	ENVULT MIN	0.75000	-17.78000	0.00000	-2.41616
29	ENVULT MIN	1.00000	-20.44000	0.00000	-4.45452
30	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	12.74366	0.00000
30	ENVULT MAX	0.25000	0.00000	19.19738	0.00000
30	ENVULT MAX	0.50000	0.00000	27.20741	0.00000
30	ENVULT MAX	0.75000	0.00000	36.90591	0.00000
30	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	48.29288	0.00000
30	ENVULT MIN	0.00000	-20.44000	0.00000	-4.45452
30	ENVULT MIN	0.25000	-24.15350	0.00000	-8.66329
30	ENVULT MIN	0.50000	-27.86700	0.00000	-14.78040
30	ENVULT MIN	0.75000	-31.58050	0.00000	-23.24611
30	ENVULT MIN	1.00000	-35.29400	0.00000	-34.50827
31	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	48.29288	0.00000
31	ENVULT MAX	0.03125	0.00000	48.87115	0.00000
31	ENVULT MAX	0.06250	0.00000	49.45318	0.00000
31	ENVULT MAX	0.09375	0.00000	50.03895	0.00000
31	ENVULT MAX	0.12500	0.00000	50.62848	0.00000
31	ENVULT MIN	0.00000	-35.29400	0.00000	-34.50827
31	ENVULT MIN	0.03125	-35.46900	0.00000	-35.11554
31	ENVULT MIN	0.06250	-35.64400	0.00000	-35.73007
31	ENVULT MIN	0.09375	-35.81900	0.00000	-36.35189
31	ENVULT MIN	0.12500	-35.99400	0.00000	-36.98106

2) 사용하중

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVUSE MAX	0.33333	0.00000	0.00000	1.84175
1	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2.88919
1	ENVUSE MAX	0.66667	0.00000	0.00000	4.02101
1	ENVUSE MAX	0.83333	0.00000	0.00000	5.23720
1	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	6.53776
1	ENVUSE MIN	0.33333	-42.91163	-23.41797	-32.59728
1	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91163	-23.42697	-30.84107
1	ENVUSE MIN	0.66667	-42.91163	-23.43597	-29.44757
1	ENVUSE MIN	0.83333	-42.91163	-23.44497	-28.06112
1	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91163	-23.45397	-26.59029
2	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	6.53776
2	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	9.35506
2	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	12.42801
2	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	15.78504
2	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	19.45454
2	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91163	-23.45397	-26.59029
2	ENVUSE MIN	0.25000	-42.91163	-22.81253	-23.55334
2	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91163	-23.56540	-20.32093
2	ENVUSE MIN	0.75000	-42.91163	-25.54399	-16.80444
2	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91163	-27.71102	-12.97548
3	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	19.45454
3	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	20.44142
3	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	22.46781
3	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	25.53371
3	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	29.63911
3	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91163	-14.93743	-12.97547
3	ENVUSE MIN	0.25000	-42.91163	-14.96902	-11.03476
3	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91163	-15.00061	-8.05454
3	ENVUSE MIN	0.75000	-42.91163	-17.72851	-4.03481
3	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91163	-21.67726	0.00000
4	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	4.03225	29.63911
4	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.08350	29.15900
4	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	29.71840
4	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	31.31731
4	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	33.95572
4	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91163	-9.50396	0.00000
4	ENVUSE MIN	0.25000	-42.91163	-9.53555	0.00000
4	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91163	-9.56714	0.00000
4	ENVUSE MIN	0.75000	-42.91163	-12.94740	0.00000
4	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91163	-16.89615	0.00000
5	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	7.41973	33.95572
5	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	3.47098	32.53799
5	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	32.15976
5	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	32.82104
5	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	34.52183
5	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91163	-5.57148	0.00000
5	ENVUSE MIN	0.25000	-42.91163	-5.60307	0.00000
5	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91163	-5.63466	0.00000
5	ENVUSE MIN	0.75000	-42.91163	-9.41519	0.00000
5	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91163	-13.36394	0.00000
6	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	9.24549	34.52183
6	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	5.29674	32.60771
6	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	1.34799	31.73310
6	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	31.89800
6	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	33.10240
6	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91163	-2.99595	0.00000
6	ENVUSE MIN	0.25000	-42.91163	-3.02754	0.00000
6	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91163	-3.07969	0.00000
6	ENVUSE MIN	0.75000	-42.91163	-7.02844	0.00000
6	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91163	-10.97719	0.00000
7	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	9.79724	33.10240
7	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	5.84849	31.04303
7	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	1.89974	30.88056
7	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	31.11842
7	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	31.36459
7	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91163	-1.57354	0.00000
7	ENVUSE MIN	0.25000	-42.91163	-1.60513	0.00000
7	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91163	-1.69888	0.00000
7	ENVUSE MIN	0.75000	-42.91163	-5.64763	0.00000
7	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91163	-9.59638	0.00000
8	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	9.34402	31.36459
8	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	5.39527	31.61903
8	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	1.44652	31.88179
8	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	32.15287
8	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	32.43226
8	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91163	-1.06693	0.00000
8	ENVUSE MIN	0.25000	-42.91163	-1.09852	0.00000
8	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91163	-1.13011	0.00000
8	ENVUSE MIN	0.75000	-42.91163	-5.01951	0.00000
8	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91163	-8.96826	0.00000
9	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	8.19493	32.43226
9	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	4.24618	32.71992
9	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.29743	33.01590
9	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	33.32019
9	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	33.63279
9	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91163	-1.19804	0.00000
9	ENVUSE MIN	0.25000	-42.91163	-1.22963	0.00000
9	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91163	-1.26122	0.00000
9	ENVUSE MIN	0.75000	-42.91163	-4.93991	0.00000
9	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91163	-8.88866	0.00000
10	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	6.64392	33.63279
10	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	5.83174	33.70029
10	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	5.09017	33.76419
10	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	4.41924	33.82048
10	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	3.81892	33.86519
10	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91163	-1.20352	0.00000
10	ENVUSE MIN	0.25000	-42.91163	-1.17498	0.00000
10	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91163	-1.07583	0.00000
10	ENVUSE MIN	0.75000	-42.91163	-0.90604	0.00000
10	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91163	-0.66564	0.00000
11	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	3.81892	33.86519
11	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	3.02205	33.90253
11	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	2.13142	33.91944
11	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	1.14705	33.92297
11	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.06892	33.92015
11	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91163	-0.66537	0.00000
11	ENVUSE MIN	0.25000	-42.91163	-0.34625	0.00000
11	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91163	-0.12087	0.00000
11	ENVUSE MIN	0.75000	-42.91163	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91163	-0.02297	0.00000
12	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.13550	33.92015
12	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.09332	33.91565
12	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.22494	33.90480
12	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.45032	33.88057
12	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.76944	33.83591
12	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91162	0.00000	0.00000
12	ENVUSE MIN	0.25000	-42.91162	-1.02125	0.00000
12	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91162	-2.00562	0.00000
12	ENVUSE MIN	0.75000	-42.91162	-2.89625	0.00000
12	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91162	-3.69312	0.00000
13	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.76944	33.83591
13	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	1.00985	33.78569
13	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	1.17963	33.72388
13	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	1.27879	33.65447
13	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	1.30732	33.58145
13	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91162	-3.69312	0.00000
13	ENVUSE MIN	0.25000	-42.91162	-4.29343	0.00000
13	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91162	-4.96437	0.00000
13	ENVUSE MIN	0.75000	-42.91162	-5.70593	0.00000
13	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91162	-6.51812	0.00000
14	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	8.99810	33.58145
14	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	5.04935	33.24315
14	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	1.37255	32.91317
14	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	1.34096	32.59150
14	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	1.30937	32.27815
14	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91162	0.00000	0.00000
14	ENVUSE MIN	0.25000	-42.91162	0.00000	0.00000
14	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91162	-0.16447	0.00000
14	ENVUSE MIN	0.75000	-42.91162	-4.11322	0.00000
14	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91162	-8.06197	0.00000
15	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	9.05469	32.27815
15	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	5.10594	31.97306
15	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	1.23119	31.67629
15	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	1.19960	31.38784
15	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	1.16801	31.10770
15	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91162	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MIN	0.25000	-42.91162	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91162	-1.32911	0.00000
15	ENVUSE MIN	0.75000	-42.91162	-5.27786	0.00000
15	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91162	-9.22661	0.00000
16	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	9.65900	31.10770
16	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	5.71025	30.83584
16	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	1.76150	30.57229
16	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	1.68052	30.63660
16	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	1.64893	32.67253
16	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91162	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MIN	0.25000	-42.91162	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91162	-1.81073	0.00000
16	ENVUSE MIN	0.75000	-42.91162	-5.75948	0.00000
16	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91162	-9.70823	0.00000
17	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	11.00936	32.67253
17	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	7.06061	31.45646
17	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	3.11186	31.27990
17	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	3.06309	32.14285
17	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	3.03150	34.04530
17	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91162	0.00000	0.00000

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVUSE MIN	0.25000	-42.91162	0.00000	0.00000
17	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91162	-1.30368	0.00000
17	ENVUSE MIN	0.75000	-42.91162	-5.25243	0.00000
17	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91162	-9.20118	0.00000
18	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	13.33970	34.04530
18	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	9.39095	32.35007
18	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	5.61265	31.69435
18	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	5.58106	32.07814
18	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	5.54947	33.50144
18	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91162	0.00000	0.00000
18	ENVUSE MIN	0.25000	-42.91162	0.00000	0.00000
18	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91162	0.00000	0.00000
18	ENVUSE MIN	0.75000	-42.91162	-3.49072	0.00000
18	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91162	-7.43947	0.00000
19	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	16.79399	33.50144
19	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	12.84524	30.89255
19	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	9.46513	29.32317
19	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	9.43354	28.79330
19	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	9.40195	29.30294
19	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91162	0.00000	0.00000
19	ENVUSE MIN	0.25000	-42.91162	0.00000	0.00000
19	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91162	0.00000	0.00000
19	ENVUSE MIN	0.75000	-42.91162	-0.18909	0.00000
19	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91162	-4.13784	0.00000
20	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	21.47198	29.30294
20	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	17.52323	25.25900
20	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	14.79424	22.25456
20	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	14.76265	20.28963
20	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	14.73106	19.36421
20	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91162	0.00000	0.00000
20	ENVUSE MIN	0.25000	-42.91162	0.00000	-4.18522
20	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91162	0.00000	-8.15124
20	ENVUSE MIN	0.75000	-42.91162	0.00000	-11.07775
20	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91162	0.00000	-12.96475
21	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	27.37493	19.36421
21	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	26.61368	18.11211
21	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	25.85243	16.89865
21	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	25.09118	15.72382
21	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	24.32993	14.58762
21	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91162	0.00000	-12.96475
21	ENVUSE MIN	0.25000	-42.91162	0.00000	-14.27103
21	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91162	0.00000	-15.53867
21	ENVUSE MIN	0.75000	-42.91162	0.00000	-16.76768
21	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91162	0.00000	-17.95806
22	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	24.32993	14.58762
22	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	23.32993	12.43687
22	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	22.63225	10.38612
22	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	23.12025	8.43537
22	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	23.60825	6.58462
22	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91162	0.00000	-17.95806
22	ENVUSE MIN	0.25000	-42.91162	0.00000	-20.22114
22	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91162	0.00000	-22.38422
22	ENVUSE MIN	0.75000	-42.91162	0.00000	-24.44730
22	ENVUSE MIN	1.00000	-42.91162	0.00000	-26.51991
23	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	23.60825	6.58462
23	ENVUSE MAX	0.16667	0.00000	23.59925	5.27625
23	ENVUSE MAX	0.33333	0.00000	23.59025	4.05225
23	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	23.58125	2.91262
23	ENVUSE MAX	0.66667	0.00000	23.57225	1.85737
23	ENVUSE MIN	0.00000	-42.91162	0.00000	-26.51991
23	ENVUSE MIN	0.16667	-42.91162	0.00000	-28.00247
23	ENVUSE MIN	0.33333	-42.91162	0.00000	-29.40065
23	ENVUSE MIN	0.50000	-42.91162	0.00000	-30.80633
23	ENVUSE MIN	0.66667	-42.91162	0.00000	-32.57411
24	ENVUSE MAX	0.87500	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	0.90625	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	0.93750	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	0.96875	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MIN	0.87500	-25.71022	-31.64337	-23.11412
24	ENVUSE MIN	0.90625	-25.58522	-31.27492	-22.72088
24	ENVUSE MIN	0.93750	-25.46022	-30.90881	-22.33224
24	ENVUSE MIN	0.96875	-25.33522	-30.54504	-21.94815
24	ENVUSE MIN	1.00000	-25.21022	-30.18362	-21.56860
25	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MIN	0.00000	-25.21016	-30.18358	-21.56860
25	ENVUSE MIN	0.25000	-22.55766	-23.06672	-14.52960
25	ENVUSE MIN	0.50000	-19.90516	-17.00516	-9.23840
25	ENVUSE MIN	0.75000	-17.25266	-11.99890	-5.41506
25	ENVUSE MIN	1.00000	-14.60016	-7.96532	-2.78444
26	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.01486	0.01473
26	ENVUSE MIN	0.00000	-14.60009	-7.96514	-2.78444
26	ENVUSE MIN	0.25000	-12.70009	-5.50294	-1.51040
26	ENVUSE MIN	0.50000	-10.80009	-3.38641	-0.67155
26	ENVUSE MIN	0.75000	-8.90009	-1.66648	-0.19811
26	ENVUSE MIN	1.00000	-7.00009	-0.36224	-0.01758
27	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.01473
27	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.03800	0.01995
27	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.03800	0.01330
27	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.03800	0.00665
27	ENVUSE MAX	1.00000	1.31918	0.03800	0.00000
27	ENVUSE MIN	0.00000	-7.00003	-0.36203	-0.01758
27	ENVUSE MIN	0.25000	-5.25003	-0.02512	-0.01319
27	ENVUSE MIN	0.50000	-3.50003	-0.02512	-0.00879
27	ENVUSE MIN	0.75000	-1.75003	-0.02512	-0.00440
27	ENVUSE MIN	1.00000	-0.00003	-0.02512	0.00000
28	ENVUSE MAX	0.00000	1.32181	0.02490	0.00000
28	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	0.02490	0.00608
28	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	0.02490	0.01216
28	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	0.02490	0.01824
28	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.36203	0.01246
28	ENVUSE MIN	0.00000	-0.00003	-0.03475	0.00000
28	ENVUSE MIN	0.25000	-1.75003	-0.03475	-0.00436
28	ENVUSE MIN	0.50000	-3.50003	-0.03475	-0.00871
28	ENVUSE MIN	0.75000	-5.25003	-0.03475	-0.01307
28	ENVUSE MIN	1.00000	-7.00003	0.00000	-0.01841
29	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.36225	0.01246
29	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	1.66649	0.00000
29	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	3.38641	0.00000
29	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	5.50295	0.00000
29	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	7.96515	0.00000
29	ENVUSE MIN	0.00000	-7.00009	-0.00891	-0.01841
29	ENVUSE MIN	0.25000	-8.90009	0.00000	-0.19811
29	ENVUSE MIN	0.50000	-10.80009	0.00000	-0.67156
29	ENVUSE MIN	0.75000	-12.70009	0.00000	-1.51040
29	ENVUSE MIN	1.00000	-14.60009	0.00000	-2.78444
30	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	7.96533	0.00000
30	ENVUSE MAX	0.25000	0.00000	11.99891	0.00000
30	ENVUSE MAX	0.50000	0.00000	17.00517	0.00000
30	ENVUSE MAX	0.75000	0.00000	23.06673	0.00000
30	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	30.18359	0.00000
30	ENVUSE MIN	0.00000	-14.60016	0.00000	-2.78444
30	ENVUSE MIN	0.25000	-17.25266	0.00000	-5.41507
30	ENVUSE MIN	0.50000	-19.90516	0.00000	-9.23841
30	ENVUSE MIN	0.75000	-22.55766	0.00000	-14.52962
30	ENVUSE MIN	1.00000	-25.21016	0.00000	-21.56862
31	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	30.18363	0.00000
31	ENVUSE MAX	0.03125	0.00000	30.54505	0.00000
31	ENVUSE MAX	0.06250	0.00000	30.90882	0.00000
31	ENVUSE MAX	0.09375	0.00000	31.27493	0.00000
31	ENVUSE MAX	0.12500	0.00000	31.64338	0.00000
31	ENVUSE MIN	0.00000	-25.21022	0.00000	-21.56862
31	ENVUSE MIN	0.03125	-25.33522	0.00000	-21.94817
31	ENVUSE MIN	0.06250	-25.46022	0.00000	-22.33225
31	ENVUSE MIN	0.09375	-25.58522	0.00000	-22.72090
31	ENVUSE MIN	0.12500	-25.71022	0.00000	-23.11414

19. OUTPUT DATA (기능수행)

1) 계수하중

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVEQ MAX	0.33333	0.00000	6.26810	0.00000
1	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	4.91810	0.00000
1	ENVEQ MAX	0.66667	0.00000	3.56810	0.00000
1	ENVEQ MAX	0.83333	0.00000	2.21810	0.00000
1	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.86810	0.00000
1	ENVEQ MIN	0.33333	-38.96815	0.00000	-34.35179
1	ENVEQ MIN	0.50000	-39.03903	0.00000	-34.46461
1	ENVEQ MIN	0.66667	-39.10990	-0.57122	-34.47619
1	ENVEQ MIN	0.83333	-39.18078	-1.92122	-34.38651
1	ENVEQ MIN	1.00000	-39.25165	-3.27122	-34.19558
2	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.96712	0.00000
2	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MIN	0.00000	-39.25164	-3.22070	-34.19558
2	ENVEQ MIN	0.25000	-39.39410	-5.14277	-33.56803
2	ENVEQ MIN	0.50000	-39.53656	-7.29095	-32.63367
2	ENVEQ MIN	0.75000	-39.67902	-9.66527	-31.35844
2	ENVEQ MIN	1.00000	-39.82147	-12.26570	-29.70823
3	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	8.95586	0.00000
3	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	4.21736	0.00000
3	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MIN	0.00000	-38.54062	0.00000	-29.70823
3	ENVEQ MIN	0.25000	-38.78940	-0.25156	-30.26572
3	ENVEQ MIN	0.50000	-39.03817	-4.99006	-29.57579
3	ENVEQ MIN	0.75000	-39.28694	-9.72856	-27.63845
3	ENVEQ MIN	1.00000	-39.53571	-14.46706	-24.45370
4	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	7.93989	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	3.20139	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.00000	-38.26256	0.00000	-24.45370
4	ENVEQ MIN	0.25000	-38.51133	-1.00272	-24.81344
4	ENVEQ MIN	0.50000	-38.76010	-5.74122	-23.92577
4	ENVEQ MIN	0.75000	-39.00887	-10.47972	-21.79069
4	ENVEQ MIN	1.00000	-39.25764	-15.21822	-18.40820
5	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	7.47498	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2.73648	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.00000	-37.99214	0.00000	-18.40820
5	ENVEQ MIN	0.25000	-38.24091	-0.84474	-18.80952
5	ENVEQ MIN	0.50000	-38.48968	-5.58324	-17.96344
5	ENVEQ MIN	0.75000	-38.73845	-10.32174	-15.86995
5	ENVEQ MIN	1.00000	-38.98722	-15.06024	-12.52904
6	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	7.36266	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2.62416	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.00000	-37.72931	0.00000	-12.52904
6	ENVEQ MIN	0.25000	-37.97808	-0.19490	-13.10144
6	ENVEQ MIN	0.50000	-38.22685	-4.93340	-12.42643
6	ENVEQ MIN	0.75000	-38.47562	-9.67190	-10.50401
6	ENVEQ MIN	1.00000	-38.72440	-14.41040	-7.33418
7	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	7.44869	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2.71019	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.00000	-37.47403	0.00000	-7.33418
7	ENVEQ MIN	0.25000	-37.72280	0.00000	-8.12918
7	ENVEQ MIN	0.50000	-37.97157	-4.08781	-7.67676
7	ENVEQ MIN	0.75000	-38.22034	-8.82631	-5.97694
7	ENVEQ MIN	1.00000	-38.46911	-13.56481	-3.02972
8	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	7.62571	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2.88721	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1.29321
8	ENVEQ MIN	0.00000	-37.52347	0.00000	-3.02972
8	ENVEQ MIN	0.25000	-37.47501	0.00000	-4.04920
8	ENVEQ MIN	0.50000	-37.72378	-3.23507	-3.82128
8	ENVEQ MIN	0.75000	-37.97255	-7.97357	-2.34595
8	ENVEQ MIN	1.00000	-38.22132	-12.71207	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	7.83160	1.29321
9	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	3.09310	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.91475
9	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	3.29247
9	ENVEQ MIN	0.00000	-37.71860	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.25000	-37.46983	0.00000	-1.16891
9	ENVEQ MIN	0.50000	-37.48343	-2.47435	-1.27707
9	ENVEQ MIN	0.75000	-37.73220	-7.21285	-0.16668
9	ENVEQ MIN	1.00000	-37.98097	-11.95135	0.00000
10	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	8.12446	3.29247
10	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	7.14984	2.86137
10	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	6.25996	2.48294
10	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	5.45484	2.15240
10	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	4.73446	1.87116
10	ENVEQ MIN	0.00000	-37.92108	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.25000	-37.86768	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.50000	-37.81429	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.75000	-37.76090	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	1.00000	-37.70751	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	4.73446	1.87116
11	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	3.77821	1.55776
11	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	2.70946	1.32030
11	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1.52821	1.16721
11	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.23446	1.10694
11	ENVEQ MIN	0.00000	-37.70751	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.25000	-37.63663	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.50000	-37.56576	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.75000	-37.49488	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	1.00000	-37.42401	-0.28641	0.00000
12	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.27494	1.10694
12	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	1.13554
12	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	1.26976
12	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	1.50809
12	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1.82234
12	ENVEQ MIN	0.00000	-37.42401	-0.24690	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.25000	-37.35313	-1.54065	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.50000	-37.39175	-2.72190	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.75000	-37.46263	-3.79065	0.00000
12	ENVEQ MIN	1.00000	-37.53350	-4.74690	0.00000
13	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	1.82234
13	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	2.10001
13	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2.43111
13	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2.81024
13	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	3.24204
13	ENVEQ MIN	0.00000	-37.53350	-4.74690	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.25000	-37.58689	-5.46727	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.50000	-37.64029	-6.27240	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.75000	-37.69368	-7.16227	0.00000
13	ENVEQ MIN	1.00000	-37.74707	-8.13690	0.00000
14	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	11.94327	3.24204
14	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	7.20477	0.87106
14	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	2.46627	0.00000
14	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1.27168
14	ENVEQ MIN	0.00000	-38.13347	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MIN	0.25000	-37.88470	0.00000	-0.16006
14	ENVEQ MIN	0.50000	-37.63593	0.00000	-1.26500
14	ENVEQ MIN	0.75000	-37.38715	-3.08460	-1.16211
14	ENVEQ MIN	1.00000	-37.52306	-7.82310	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	12.70125	1.27168
15	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	7.96275	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	3.22425	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.00000	-38.35234	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.25000	-38.10357	0.00000	-2.28809
15	ENVEQ MIN	0.50000	-37.85480	0.00000	-3.74355
15	ENVEQ MIN	0.75000	-37.60602	-2.89616	-3.96863
15	ENVEQ MIN	1.00000	-37.35725	-7.63466	-2.94630
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	13.54568	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	8.80718	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	4.06868	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.00000	-38.57868	0.00000	-2.94630
16	ENVEQ MIN	0.25000	-38.32991	0.00000	-5.88849
16	ENVEQ MIN	0.50000	-38.08114	0.00000	-7.58328
16	ENVEQ MIN	0.75000	-37.83236	-2.74591	-8.03065
16	ENVEQ MIN	1.00000	-37.58359	-7.48441	-7.23062
17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	14.37912	0.00000
17	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	9.64062	0.00000
17	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	4.90212	0.00000
17	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.16362	0.00000

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.00000	-38.81253	0.00000	-7.23062
17	ENVEQ MIN	0.25000	-38.56376	0.00000	-10.39222
17	ENVEQ MIN	0.50000	-38.31499	0.00000	-12.30640
17	ENVEQ MIN	0.75000	-38.06622	-2.69670	-12.97318
17	ENVEQ MIN	1.00000	-37.81744	-7.43520	-12.39255
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	15.01517	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	10.27667	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	5.53817	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.79967	0.00000
18	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.00000	-39.05394	0.00000	-12.39255
18	ENVEQ MIN	0.25000	-38.80517	0.00000	-15.72159
18	ENVEQ MIN	0.50000	-38.55640	0.00000	-17.80322
18	ENVEQ MIN	0.75000	-38.30763	-2.85578	-18.63743
18	ENVEQ MIN	1.00000	-38.05886	-7.59428	-18.22424
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	15.16055	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	10.42205	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	5.68355	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.94505	0.00000
19	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.00000	-39.30296	0.00000	-18.22424
19	ENVEQ MIN	0.25000	-39.05419	0.00000	-21.59155
19	ENVEQ MIN	0.50000	-38.80542	0.00000	-23.71145
19	ENVEQ MIN	0.75000	-38.55665	-3.37563	-24.58394
19	ENVEQ MIN	1.00000	-38.30787	-8.11413	-24.20902
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	14.40186	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	9.66336	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	4.92486	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.18636	0.00000
20	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.00000	-39.55963	0.00000	-24.20902
20	ENVEQ MIN	0.25000	-39.31086	0.00000	-27.37660
20	ENVEQ MIN	0.50000	-39.06209	0.00000	-29.29678
20	ENVEQ MIN	0.75000	-38.81332	-4.45015	-29.96954
20	ENVEQ MIN	1.00000	-38.56455	-9.18865	-29.39490
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	12.20313	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	11.28963	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	10.37613	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	9.46263	0.00000
21	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	8.54913	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.00000	-39.82401	0.00000	-29.39490
21	ENVEQ MIN	0.25000	-39.77605	0.00000	-29.99103
21	ENVEQ MIN	0.50000	-39.72809	0.00000	-30.54079
21	ENVEQ MIN	0.75000	-39.68013	0.00000	-31.04420
21	ENVEQ MIN	1.00000	-39.63218	0.00000	-31.50125
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	8.54913	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	7.34913	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	6.14913	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	4.94913	0.00000
22	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	3.74913	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.00000	-39.63218	0.00000	-31.50125
22	ENVEQ MIN	0.25000	-39.53768	0.00000	-32.29616
22	ENVEQ MIN	0.50000	-39.44318	0.00000	-32.97108
22	ENVEQ MIN	0.75000	-39.34868	0.00000	-33.52599
22	ENVEQ MIN	1.00000	-39.25418	-0.63457	-33.96090
23	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	3.77940	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.16667	0.00000	2.42940	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.33333	0.00000	1.07940	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.66667	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MIN	0.00000	-39.25418	-0.57658	-33.96090
23	ENVEQ MIN	0.16667	-39.18331	-1.92228	-34.19146
23	ENVEQ MIN	0.33333	-39.11243	-3.27228	-34.32077
23	ENVEQ MIN	0.50000	-39.04156	-4.62228	-34.34883
23	ENVEQ MIN	0.66667	-38.97068	-5.97228	-34.27564
24	ENVEQ MAX	0.87500	1.92513	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.90625	2.07513	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.93750	2.22513	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.96875	2.37513	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	1.00000	2.52513	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MIN	0.87500	-1.31906	-28.77733	-22.04383
24	ENVEQ MIN	0.90625	-1.16906	-28.44951	-21.68616
24	ENVEQ MIN	0.93750	-1.01906	-28.12383	-21.33258
24	ENVEQ MIN	0.96875	-0.86906	-27.80030	-20.98306
24	ENVEQ MIN	1.00000	-0.71906	-27.47891	-20.63757
25	ENVEQ MAX	0.00000	2.51806	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.25000	5.70106	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.50000	8.88406	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.75000	12.06706	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	1.00000	15.25006	0.00000	0.67270
25	ENVEQ MIN	0.00000	-0.84600	-27.47892	-20.63757
25	ENVEQ MIN	0.25000	0.00000	-21.16441	-14.20758
25	ENVEQ MIN	0.50000	0.00000	-15.81514	-9.32450
25	ENVEQ MIN	0.75000	0.00000	-11.43112	-5.73231
25	ENVEQ MIN	1.00000	0.00000	-7.91264	-3.18074
26	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.91980	0.67270
26	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.80010	0.50942
26	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.68040	0.36888
26	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.56070	0.25109
26	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.44100	0.15604
26	ENVEQ MIN	0.00000	-17.52003	-7.90443	-3.18074
26	ENVEQ MIN	0.25000	-15.24003	-5.70965	-1.89144
26	ENVEQ MIN	0.50000	-12.96003	-3.77205	-0.99488
26	ENVEQ MIN	0.75000	-10.68003	-2.12952	-0.43912
26	ENVEQ MIN	1.00000	-8.40003	-0.79626	-0.16607
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.44341	0.15604
27	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.34826	0.09602
27	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.23801	0.04472
27	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.12776	0.01271
27	ENVEQ MAX	1.00000	0.09984	0.10893	0.00000
27	ENVEQ MIN	0.00000	-8.40001	-0.79626	-0.16607
27	ENVEQ MIN	0.25000	-6.30001	-0.33075	-0.08682
27	ENVEQ MIN	0.50000	-4.20001	-0.22050	-0.03859
27	ENVEQ MIN	0.75000	-2.10001	-0.11025	-0.00965
27	ENVEQ MIN	1.00000	-0.00001	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.10017	0.00041	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.11025	0.01251
28	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.22050	0.04431
28	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.33075	0.09540
28	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.79626	0.15557
28	ENVEQ MIN	0.00000	-0.00001	-0.10284	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.25000	-2.10001	-0.12658	-0.00965
28	ENVEQ MIN	0.50000	-4.20001	-0.23683	-0.03859
28	ENVEQ MIN	0.75000	-6.30001	-0.34708	-0.08682
28	ENVEQ MIN	1.00000	-8.40001	-0.44274	-0.16607
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.79626	0.15557
29	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2.12952	0.25029
29	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	3.77205	0.36776
29	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	5.70965	0.50806
29	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	7.90443	0.67145
29	ENVEQ MIN	0.00000	-8.40002	-0.44100	-0.16607
29	ENVEQ MIN	0.25000	-10.68002	-0.56070	-0.43912
29	ENVEQ MIN	0.50000	-12.96002	-0.68040	-0.99488
29	ENVEQ MIN	0.75000	-15.24002	-0.80010	-1.89144
29	ENVEQ MIN	1.00000	-17.52002	-0.91980	-3.18074
30	ENVEQ MAX	0.00000	15.47165	8.37946	0.67145
30	ENVEQ MAX	0.25000	12.28865	11.42904	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.50000	9.10565	15.81306	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.75000	5.92265	21.16233	0.00000
30	ENVEQ MAX	1.00000	2.73965	27.47684	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	-3.18074
30	ENVEQ MIN	0.25000	0.00000	0.00000	-5.73169
30	ENVEQ MIN	0.50000	0.00000	0.00000	-9.32333
30	ENVEQ MIN	0.75000	0.00000	0.00000	-14.20586
30	ENVEQ MIN	1.00000	-0.46664	0.00000	-20.63529
31	ENVEQ MAX	0.00000	2.74186	27.47681	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.03125	2.59186	27.79820	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.06250	2.44186	28.12174	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.09375	2.29186	28.44741	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.12500	2.14186	28.77523	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.00000	-0.32322	0.00000	-20.63529
31	ENVEQ MIN	0.03125	-0.47322	0.00000	-20.98076
31	ENVEQ MIN	0.06250	-0.62322	0.00000	-21.33026
31	ENVEQ MIN	0.09375	-0.77322	0.00000	-21.68381
31	ENVEQ MIN	0.12500	-0.92322	0.00000	-22.04145

20. OUTPUT DATA (붕괴방지)

1) 계수하중

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

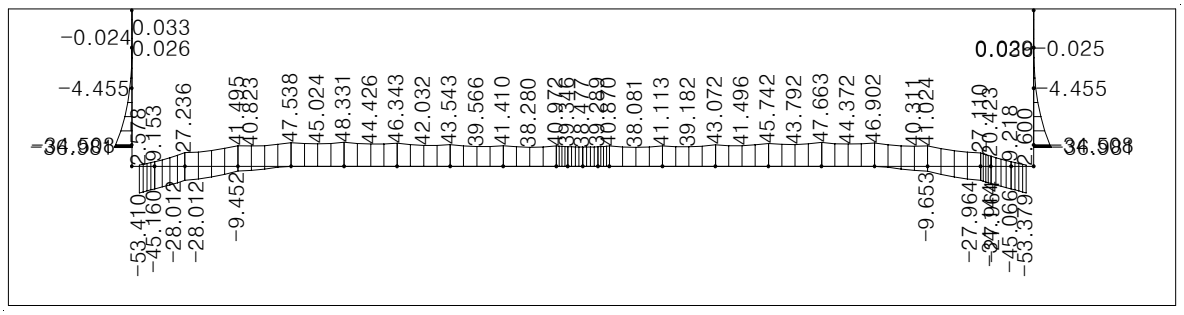
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVEQ MAX	0.33333	0.00000	4.71421	0.00000
1	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	3.36421	0.00000
1	ENVEQ MAX	0.66667	0.00000	2.01421	0.00000
1	ENVEQ MAX	0.83333	0.00000	0.66421	0.00000
1	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVEQ MIN	0.33333	-53.02211	0.00000	-40.55753
1	ENVEQ MIN	0.50000	-52.84886	-0.31703	-40.58438
1	ENVEQ MIN	0.66667	-52.67561	-1.66703	-40.50998
1	ENVEQ MIN	0.83333	-52.50236	-3.01703	-40.33433
1	ENVEQ MIN	1.00000	-52.32911	-4.36703	-40.05743
2	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MIN	0.00000	-52.32912	-4.36704	-40.05743
2	ENVEQ MIN	0.25000	-51.98088	-6.28910	-39.25706
2	ENVEQ MIN	0.50000	-51.63265	-8.43729	-38.14990
2	ENVEQ MIN	0.75000	-51.28442	-10.81160	-36.70186
2	ENVEQ MIN	1.00000	-50.93619	-13.41204	-34.87884
3	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	7.34325	0.00000
3	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2.60475	0.00000
3	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MIN	0.00000	-52.88897	0.00000	-34.87884
3	ENVEQ MIN	0.25000	-52.28086	-1.50404	-35.10661
3	ENVEQ MIN	0.50000	-51.67276	-6.24254	-34.08696
3	ENVEQ MIN	0.75000	-51.06465	-10.98104	-31.81991
3	ENVEQ MIN	1.00000	-50.45654	-15.71954	-28.30545
4	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	6.43216	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1.69366	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.00000	-52.41952	0.00000	-28.30545
4	ENVEQ MIN	0.25000	-51.81141	-2.18488	-28.35398
4	ENVEQ MIN	0.50000	-51.20331	-6.92338	-27.15510
4	ENVEQ MIN	0.75000	-50.59520	-11.66188	-24.70882
4	ENVEQ MIN	1.00000	-49.98709	-16.40038	-21.01512
5	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	6.19534	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1.45684	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.00000	-51.96017	0.00000	-21.01512
5	ENVEQ MIN	0.25000	-51.35207	-1.86029	-21.14911
5	ENVEQ MIN	0.50000	-50.74396	-6.59879	-20.03568
5	ENVEQ MIN	0.75000	-50.13585	-11.33729	-17.67484
5	ENVEQ MIN	1.00000	-49.52774	-16.07579	-14.06660
6	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	6.35873	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1.62023	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.00000	-51.51084	0.00000	-14.06660
6	ENVEQ MIN	0.25000	-50.90273	-1.00202	-14.42652
6	ENVEQ MIN	0.50000	-50.29462	-5.74052	-13.53904
6	ENVEQ MIN	0.75000	-49.68651	-10.47902	-11.40414
6	ENVEQ MIN	1.00000	-49.07841	-15.21752	-8.02183
7	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	6.72110	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1.98260	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.00000	-51.07142	0.00000	-8.02183
7	ENVEQ MIN	0.25000	-50.46331	0.00000	-8.66172
7	ENVEQ MIN	0.50000	-49.85520	-4.67704	-8.05420
7	ENVEQ MIN	0.75000	-49.24710	-9.41554	-6.19927
7	ENVEQ MIN	1.00000	-48.63899	-14.15404	-3.09693
8	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	7.15048	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2.41198	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1.45987
8	ENVEQ MIN	0.00000	-50.64184	0.00000	-3.09693
8	ENVEQ MIN	0.25000	-50.03373	0.00000	-4.01727
8	ENVEQ MIN	0.50000	-49.42563	-3.61166	-3.69021
8	ENVEQ MIN	0.75000	-48.81752	-8.35016	-2.11574
8	ENVEQ MIN	1.00000	-48.84985	-13.08866	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	7.57646	1.45987
9	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2.83796	0.15044
9	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	0.10668
9	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	1.31032
9	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	3.76138
9	ENVEQ MIN	0.00000	-50.22201	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.25000	-49.61390	0.00000	-0.80914
9	ENVEQ MIN	0.50000	-49.00580	-2.64540	-0.88178
9	ENVEQ MIN	0.75000	-48.60120	-7.38390	0.00000
9	ENVEQ MIN	1.00000	-49.20931	-12.12240	0.00000
10	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	8.07029	3.76138
10	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	7.09566	3.33334
10	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	6.20579	2.95797
10	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	5.40066	2.63049
10	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	4.68029	2.34610
10	ENVEQ MIN	0.00000	-49.81185	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.25000	-49.68133	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.50000	-49.55082	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.75000	-49.42030	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	1.00000	-49.28979	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	5.46728	2.32058
11	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	4.51103	2.08086
11	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	3.44228	1.91709
11	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	2.26103	1.83768
11	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.96728	1.85109
11	ENVEQ MIN	0.00000	-49.28979	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.25000	-49.11654	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.50000	-48.94329	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.75000	-48.77004	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	1.00000	-48.59679	-0.84771	0.00000
12	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.97591	2.00446
12	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	1.98114
12	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2.05062
12	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	2.20448
12	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	2.43428
12	ENVEQ MIN	0.00000	-48.59679	-0.84771	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.25000	-48.53413	-2.14146	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.50000	-48.70738	-3.32271	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.75000	-48.88063	-4.39146	0.00000
12	ENVEQ MIN	1.00000	-49.05388	-5.34771	0.00000
13	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	2.29321
13	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.00000	2.57945
13	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.00000	2.90878
13	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	3.28600
13	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	3.71589
13	ENVEQ MIN	0.00000	-49.05387	-4.71304	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.25000	-49.18438	-5.43342	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.50000	-49.31490	-6.23854	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.75000	-49.44541	-7.12842	0.00000
13	ENVEQ MIN	1.00000	-49.57593	-8.10304	0.00000
14	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	12.09857	3.71589
14	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	7.36007	1.27856
14	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	2.62157	0.08864
14	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.14662
14	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	1.46997
14	ENVEQ MIN	0.00000	-49.41565	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MIN	0.25000	-48.80754	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MIN	0.50000	-48.74026	0.00000	-0.84862
14	ENVEQ MIN	0.75000	-49.34837	-2.85266	-0.77760
14	ENVEQ MIN	1.00000	-49.95647	-7.59116	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	13.06545	1.46997
15	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	8.32695	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	3.58845	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.00000	-49.02665	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.25000	-48.52230	0.00000	-2.01479
15	ENVEQ MIN	0.50000	-49.13041	0.00000	-3.57294
15	ENVEQ MIN	0.75000	-49.73852	-2.45143	-3.89389
15	ENVEQ MIN	1.00000	-50.34662	-7.18993	-2.96744
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	14.12531	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	9.38681	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	4.64831	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.00000	-48.64708	0.00000	-2.96744
16	ENVEQ MIN	0.25000	-48.92214	0.00000	-6.06222
16	ENVEQ MIN	0.50000	-49.53025	0.00000	-7.90960
16	ENVEQ MIN	0.75000	-50.13836	-2.05688	-8.50956
16	ENVEQ MIN	1.00000	-50.74646	-6.79538	-7.86211
17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	15.17985	0.00000
17	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	10.44135	0.00000
17	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	5.70285	0.00000
17	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.96435	0.00000

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.00000	-48.72365	0.00000	-7.86211
17	ENVEQ MIN	0.25000	-49.33175	0.00000	-11.23450
17	ENVEQ MIN	0.50000	-49.93986	0.00000	-13.35948
17	ENVEQ MIN	0.75000	-50.54797	-1.73887	-14.23706
17	ENVEQ MIN	1.00000	-51.15608	-6.47737	-13.86722
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	16.02909	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	11.29059	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	6.55209	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1.81359	0.00000
18	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.00000	-49.14311	0.00000	-13.86722
18	ENVEQ MIN	0.25000	-49.75122	0.00000	-17.46317
18	ENVEQ MIN	0.50000	-50.35933	0.00000	-19.81171
18	ENVEQ MIN	0.75000	-50.96743	-1.62702	-20.91285
18	ENVEQ MIN	1.00000	-51.57554	-6.36552	-20.76657
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	16.34873	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	11.61023	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	6.87173	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	2.13323	0.00000
19	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.00000	-49.57251	0.00000	-20.76657
19	ENVEQ MIN	0.25000	-50.18062	0.00000	-24.44667
19	ENVEQ MIN	0.50000	-50.78873	0.00000	-26.87935
19	ENVEQ MIN	0.75000	-51.39683	-1.91759	-28.06463
19	ENVEQ MIN	1.00000	-52.00494	-6.65609	-28.00250
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	15.67217	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	10.93367	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	6.19517	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1.45667	0.00000
20	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.00000	-50.01193	0.00000	-28.00250
20	ENVEQ MIN	0.25000	-50.62004	0.00000	-31.50449
20	ENVEQ MIN	0.50000	-51.22815	0.00000	-33.75907
20	ENVEQ MIN	0.75000	-51.83625	-2.87569	-34.76625
20	ENVEQ MIN	1.00000	-52.44436	-7.61419	-34.52601
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	13.38449	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	12.47099	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	11.55749	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	10.64399	0.00000
21	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	9.73049	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.00000	-50.46147	0.00000	-34.52601
21	ENVEQ MIN	0.25000	-50.57871	0.00000	-35.18209
21	ENVEQ MIN	0.50000	-50.69594	0.00000	-35.79181
21	ENVEQ MIN	0.75000	-50.81317	0.00000	-36.35517
21	ENVEQ MIN	1.00000	-50.93040	0.00000	-36.87218
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	9.73049	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	8.53049	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	7.33049	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	6.13049	0.00000
22	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	4.93049	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.00000	-50.93040	0.00000	-36.87218
22	ENVEQ MIN	0.25000	-51.16140	0.00000	-37.78523
22	ENVEQ MIN	0.50000	-51.39240	0.00000	-38.57827
22	ENVEQ MIN	0.75000	-51.62340	0.00000	-39.25132
22	ENVEQ MIN	1.00000	-51.85440	0.00000	-39.80437
23	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	4.93048	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.16667	0.00000	3.58048	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.33333	0.00000	2.23048	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.88048	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.66667	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MIN	0.00000	-51.85438	0.00000	-39.80437
23	ENVEQ MIN	0.16667	-52.02763	-0.37970	-40.12353
23	ENVEQ MIN	0.33333	-52.20088	-1.72970	-40.34144
23	ENVEQ MIN	0.50000	-52.37413	-3.07970	-40.45811
23	ENVEQ MIN	0.66667	-52.54738	-4.42970	-40.47352
24	ENVEQ MAX	0.87500	0.82040	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.90625	0.97040	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.93750	1.12040	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.96875	1.27040	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	1.00000	1.42040	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MIN	0.87500	-2.20400	-33.36544	-26.63367
24	ENVEQ MIN	0.90625	-2.05400	-33.00199	-26.21888
24	ENVEQ MIN	0.93750	-1.90400	-32.64078	-25.80861
24	ENVEQ MIN	0.96875	-1.75400	-32.28182	-25.40285
24	ENVEQ MIN	1.00000	-1.60400	-31.92510	-25.00156
25	ENVEQ MAX	0.00000	1.36253	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.25000	4.54553	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.50000	7.72853	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.75000	10.91153	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	1.00000	14.09453	0.00000	1.64133
25	ENVEQ MIN	0.00000	-1.67993	-31.92511	-25.00156
25	ENVEQ MIN	0.25000	0.00000	-24.88449	-17.48952
25	ENVEQ MIN	0.50000	0.00000	-18.85415	-11.71101
25	ENVEQ MIN	0.75000	0.00000	-16.25729	-7.39807
25	ENVEQ MIN	1.00000	0.00000	-15.33953	-4.28801
26	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	2.24840	1.64133
26	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	1.95580	1.24193
26	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	1.66320	0.89813
26	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	1.37060	0.60992
26	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1.07800	0.37730
26	ENVEQ MIN	0.00000	-17.52004	-9.72310	-4.28801
26	ENVEQ MIN	0.25000	-15.24004	-7.16187	-2.68867
26	ENVEQ MIN	0.50000	-12.96004	-4.90205	-1.54752
26	ENVEQ MIN	0.75000	-10.68004	-2.98808	-0.80370
26	ENVEQ MIN	1.00000	-8.40004	-1.43658	-0.38910
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1.07800	0.37730
27	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.82216	0.21940
27	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.55266	0.09911
27	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.28316	0.02597
27	ENVEQ MAX	1.00000	0.09778	0.14382	0.00000
27	ENVEQ MIN	0.00000	-8.40001	-1.43658	-0.38910
27	ENVEQ MIN	0.25000	-6.30001	-0.80850	-0.21223
27	ENVEQ MIN	0.50000	-4.20001	-0.53900	-0.09433
27	ENVEQ MIN	0.75000	-2.10001	-0.26950	-0.02358
27	ENVEQ MIN	1.00000	-0.00001	-0.00392	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.09811	0.00468	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	0.26950	0.02570
28	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	0.53900	0.09856
28	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	0.80850	0.21859
28	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	1.43658	0.37730
28	ENVEQ MIN	0.00000	-0.00001	-0.13672	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.25000	-2.10001	-0.28161	-0.02358
28	ENVEQ MIN	0.50000	-4.20001	-0.55111	-0.09433
28	ENVEQ MIN	0.75000	-6.30001	-0.82061	-0.21223
28	ENVEQ MIN	1.00000	-8.40001	-1.07800	-0.38910
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	1.43658	0.37730
29	ENVEQ MAX	0.25000	0.00000	2.98808	0.60992
29	ENVEQ MAX	0.50000	0.00000	4.90205	0.89813
29	ENVEQ MAX	0.75000	0.00000	7.16187	1.24193
29	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	9.72310	1.64133
29	ENVEQ MIN	0.00000	-8.40004	-1.07800	-0.38910
29	ENVEQ MIN	0.25000	-10.68004	-1.37060	-0.80370
29	ENVEQ MIN	0.50000	-12.96004	-1.66320	-1.54752
29	ENVEQ MIN	0.75000	-15.24004	-1.95580	-2.68867
29	ENVEQ MIN	1.00000	-17.52004	-2.24840	-4.28801
30	ENVEQ MAX	0.00000	14.30766	16.17056	1.64133
30	ENVEQ MAX	0.25000	11.12466	17.08832	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.50000	7.94166	18.85390	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.75000	4.75866	24.88424	0.00000
30	ENVEQ MAX	1.00000	1.57566	31.92486	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	-4.28801
30	ENVEQ MIN	0.25000	0.00000	0.00000	-7.39789
30	ENVEQ MIN	0.50000	0.00000	0.00000	-11.71076
30	ENVEQ MIN	0.75000	0.00000	0.00000	-17.48920
30	ENVEQ MIN	1.00000	-1.27745	0.00000	-25.00117
31	ENVEQ MAX	0.00000	1.62927	31.92482	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.03125	1.47927	32.28153	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.06250	1.32927	32.64050	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.09375	1.17927	33.00170	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.12500	1.02927	33.36515	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.00000	-1.18193	0.00000	-25.00117
31	ENVEQ MIN	0.03125	-1.33193	0.00000	-25.40246
31	ENVEQ MIN	0.06250	-1.48193	0.00000	-25.80822
31	ENVEQ MIN	0.09375	-1.63193	0.00000	-26.21848
31	ENVEQ MIN	0.12500	-1.78193	0.00000	-26.63327

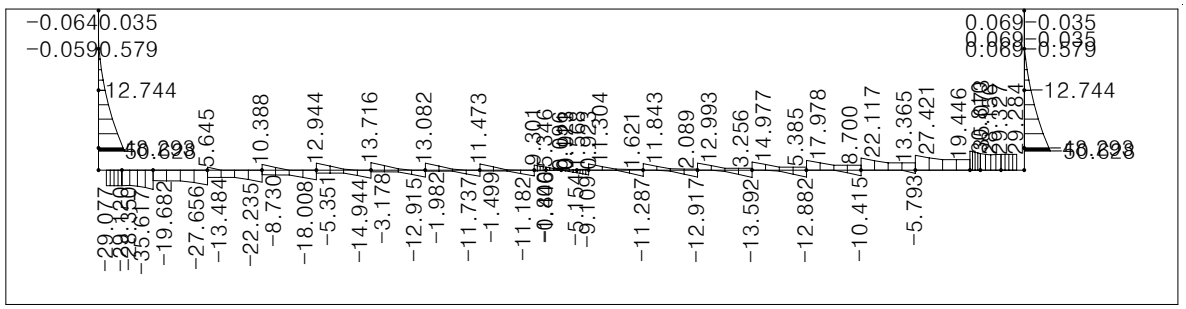
21. 단면력정리

21.1 상시

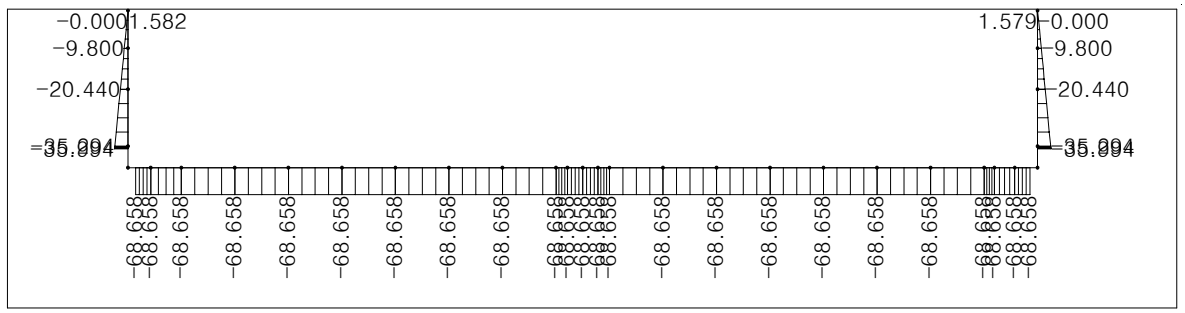
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



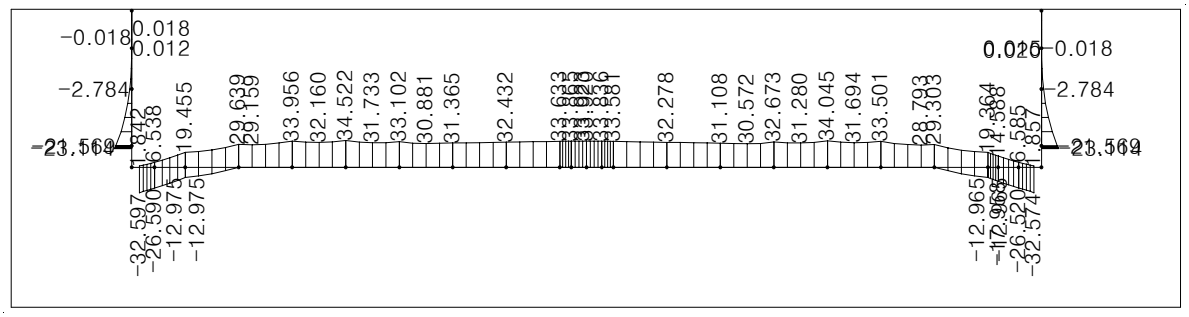
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

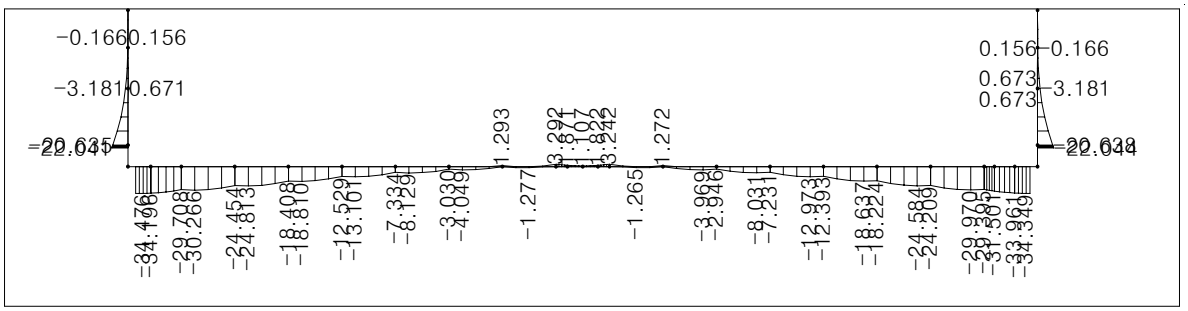


5) 단면력 정리

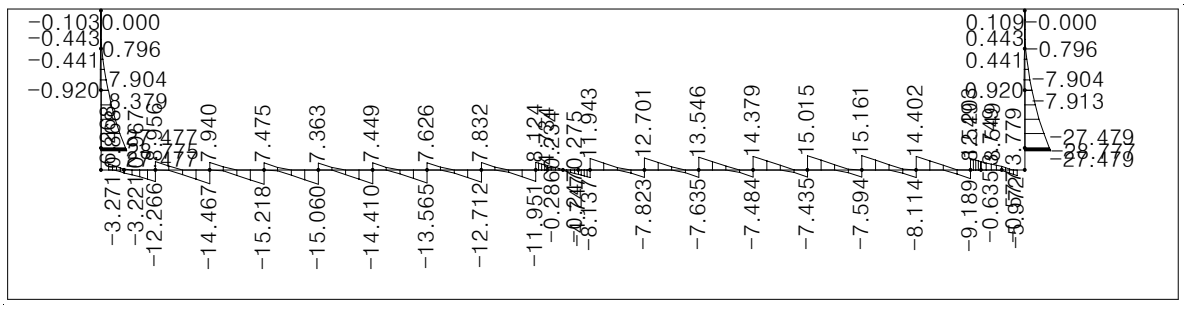
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	53.41	29.31	68.66	32.60	1000.00	683.33	
		측구부	2	17.40	29.08	68.66	12.43	1000.00	600.00	
		중앙부	3	48.33	18.01	68.66	34.52	1000.00	600.00	
		우측	4	38.48	6.26	68.66	33.92	1000.00	600.00	
	2 경간	좌측	5	38.48	6.38	68.66	33.92	1000.00	600.00	
		중앙부	6	47.66	17.98	68.66	34.05	1000.00	600.00	
		측구부	7	20.42	0.19	68.66	14.59	1000.00	600.00	
		우측	8	53.38	28.78	68.66	32.57	1000.00	683.33	
좌측 벽체	1 층	중앙부	9	14.78	27.21	27.87	9.24	1000.00	400.00	
		하부	10	36.98	35.63	35.99	23.11	1000.00	483.33	
우측 벽체	1 층	중앙부	11	14.78	27.21	27.87	9.24	1000.00	400.00	
		하부	12	36.98	35.63	35.99	23.11	1000.00	483.33	

21.2 지진시(기능수행)

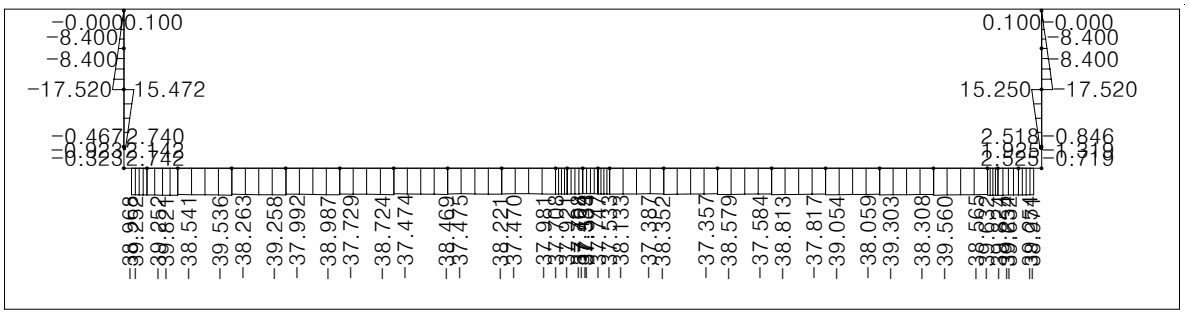
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

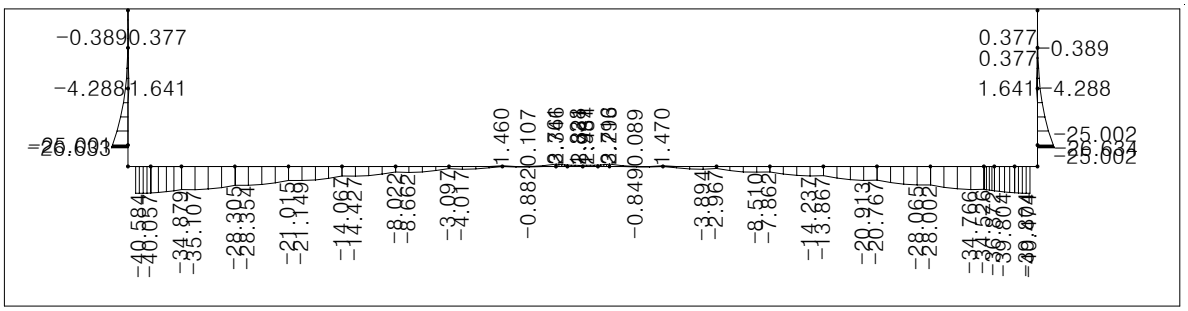


4) 단면력 정리

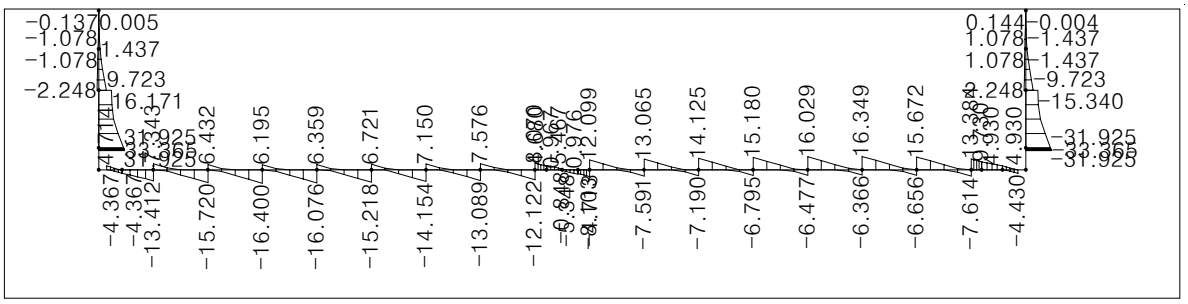
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	34.35	6.56	38.97	1000.00	683.33	
		측구부	2	0.00	6.27	39.68	1000.00	600.00	
		중앙부	3	0.00	15.06	38.99	1000.00	600.00	
		우측	4	1.11	7.03	37.42	1000.00	600.00	
	2 경간	좌측	5	1.11	7.02	37.42	1000.00	600.00	
		중앙부	6	0.00	15.02	37.82	1000.00	600.00	
		측구부	7	0.00	0.28	39.63	1000.00	600.00	
		우측	8	34.28	6.75	38.97	1000.00	683.33	
좌측 벽체	1 층	중앙부	9	9.32	15.81	9.11	1000.00	400.00	
		하부	10	22.04	20.46	2.14	1000.00	483.33	
우측 벽체	1 층	중앙부	11	9.33	15.82	8.88	1000.00	400.00	
		하부	12	22.04	20.46	1.93	1000.00	483.33	

21.3 지진시(붕괴방지)

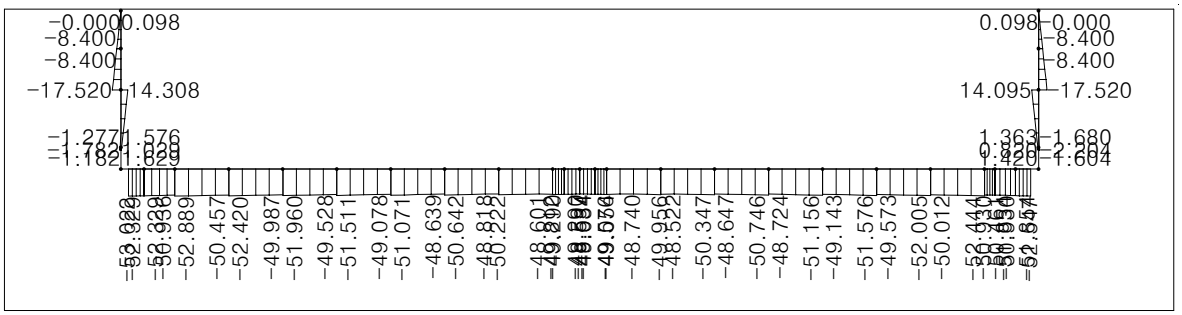
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	40.56	7.70	53.02	1000.00	683.33	
		측구부	2	0.00	4.71	53.02	1000.00	600.00	
		중앙부	3	0.00	16.08	49.53	1000.00	600.00	
		우측	4	1.85	7.20	48.60	1000.00	600.00	
	2 경간	좌측	5	2.00	7.18	48.60	1000.00	600.00	
		중앙부	6	0.00	16.03	51.16	1000.00	600.00	
		측구부	7	0.00	0.98	52.44	1000.00	600.00	
		우측	8	40.47	7.93	52.55	1000.00	683.33	
좌측 벽체	1 층	중앙부	9	11.71	18.85	7.94	1000.00	400.00	
		하부	10	26.63	24.09	1.78	1000.00	483.33	
우측 벽체	1 층	중앙부	11	11.71	18.85	7.73	1000.00	400.00	
		하부	12	26.63	24.09	2.20	1000.00	483.33	

21.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-53.41	-	-40.56	-34.35	-53.41	
		측구부	2	17.40	-	-	-	17.40	
		중앙부	3	48.33	-	-	-	48.33	
		우측	4	38.48	-	1.85	1.11	38.48	
	2 경간	좌측	5	38.48	-	2.00	1.11	38.48	
		중앙부	6	47.66	-	-	-	47.66	
		측구부	7	20.42	-	-	-	20.42	
		우측	8	-53.38	-	-40.47	-34.28	-53.38	
좌측 벽체	1 층	중앙부	9	-14.78	-	-11.71	-9.32	-14.78	
		하부	10	-36.98	-	-26.63	-22.04	-36.98	
우측 벽체	1 층	중앙부	11	-14.78	-	-11.71	-9.33	-14.78	
		하부	12	-36.98	-	-26.63	-22.04	-36.98	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-29.31	-	-7.70	-6.56	-29.31	
		측구부	2	-29.08	-	4.71	6.27	-29.08	
		중앙부	3	-18.01	-	-16.08	-15.06	-18.01	
		우측	4	-6.26	-	-7.20	-7.03	-7.20	
	2 경간	좌측	5	6.38	-	7.18	7.02	7.18	
		중앙부	6	17.98	-	16.03	15.02	17.98	
		측구부	7	0.19	-	0.98	0.28	0.98	
		우측	8	28.78	-	7.93	6.75	28.78	
좌측 벽체	1 층	중앙부	9	27.21	-	18.85	15.81	27.21	
		하부	10	35.63	-	24.09	20.46	35.63	
우측 벽체	1 층	중앙부	11	-27.21	-	-18.85	-15.82	-27.21	
		하부	12	-35.63	-	-24.09	-20.46	-35.63	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-68.66	-	-53.02	-38.97	-68.66	
		측구부	2	-68.66	-	-53.02	-39.68	-68.66	
		중앙부	3	-68.66	-	-49.53	-38.99	-68.66	
		우측	4	-68.66	-	-48.60	-37.42	-68.66	
	2 경간	좌측	5	-68.66	-	-48.60	-37.42	-68.66	
		중앙부	6	-68.66	-	-51.16	-37.82	-68.66	
		측구부	7	-68.66	-	-52.44	-39.63	-68.66	
		우측	8	-68.66	-	-52.55	-38.97	-68.66	
좌측 벽체	1 층	중앙부	9	-27.87	-	7.94	9.11	-27.87	
		하부	10	-35.99	-	-1.78	2.14	-35.99	
우측 벽체	1 층	중앙부	11	-27.87	-	7.73	8.88	-27.87	
		하부	12	-35.99	-	-2.20	1.93	-35.99	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-32.60	-	-	-	-32.60	
		측구부	2	12.43	-	-	-	12.43	
		중앙부	3	34.52	-	-	-	34.52	
		우측	4	33.92	-	-	-	33.92	
	2 경간	좌측	5	33.92	-	-	-	33.92	
		중앙부	6	34.05	-	-	-	34.05	
		측구부	7	14.59	-	-	-	14.59	
		우측	8	-32.57	-	-	-	-32.57	
좌측 벽체	1 층	중앙부	9	-9.24	-	-	-	-9.24	
		하부	10	-23.11	-	-	-	-23.11	
우측 벽체	1 층	중앙부	11	-9.24	-	-	-	-9.24	
		하부	12	-23.11	-	-	-	-23.11	

22. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	583	53.41	197.99	270.39	H13 - 8.0EA	1013.60	3.71
		측구부	2	1000	320	17.40	54.38	160.62	H13 - 4.0EA	506.80	3.13
		중앙부	3	1000	520	48.33	176.16	274.63	H13 - 8.0EA	1013.60	3.64
		우측	4	1000	520	38.48	176.16	218.43	H13 - 8.0EA	1013.60	4.58
	2경간	좌측	5	1000	520	38.48	176.16	218.43	H13 - 8.0EA	1013.60	4.58
		중앙부	6	1000	520	47.66	176.16	270.82	H13 - 8.0EA	1013.60	3.70
		측구부	7	1000	320	20.42	54.38	188.68	H13 - 4.0EA	506.80	2.66
		우측	8	1000	583	53.38	197.99	270.23	H13 - 8.0EA	1013.60	3.71
좌측벽체	1층	중앙부	9	1000	300	14.78	100.34	145.52	H13 - 8.0EA	1013.60	6.79
		하부	10	1000	383	36.98	129.06	285.60	H13 - 8.0EA	1013.60	3.49
우측벽체	1층	중앙부	11	1000	300	14.78	100.34	145.52	H13 - 8.0EA	1013.60	6.79
		하부	12	1000	383	36.98	129.06	285.60	H13 - 8.0EA	1013.60	3.49

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	324.8	29.3	578.16	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	3	337.8	18.0	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	4	337.8	7.2	601.29	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	5	337.8	7.2	601.29	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	6	337.8	18.0	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	8	324.8	28.8	578.16	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	9	194.9	27.2	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	10	194.9	35.6	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	11	194.9	27.2	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	12	194.9	35.6	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	683.33	583.33	100.00	53.41	29.31

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (583.33 - 20.784) / 20.784 = 0.08120

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 270.389 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.749]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00174

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (583.33 - a/2) = 197.987 kN.m

≥ Mu (= 53.410 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.707]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 29.314 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(측구부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	320.00	80.00	17.40	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 506.800 x 400.00 = 202720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 8.833 mm, c = 8.833 / β1 = 8.833 / 0.85 = 10.392 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (320.00 - 10.392) / 10.392 = 0.08938

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 160.622 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 506.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.155]

1단 : H13 - 4.0 EA (= 506.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00158

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 8.833 mm

ΦMn = 0.85 x 506.800 x 400 x (320.00 - a/2) = 54.379 kN.m

≥ Mu (= 17.399 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.125]

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	48.33	18.01

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 20.784) / 20.784 = 0.07206

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 274.627 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.691]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00195

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (520.00 - a/2) = 176.160 kN.m

≥ Mu (= 48.331 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.645]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 18.008 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	38.48	7.20

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 20.784) / 20.784 = 0.07206

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 218.432 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 4.640]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00195

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (520.00 - a/2) = 176.160 kN.m

≥ Mu (= 38.477 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.578]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 7.199 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	38.48	7.18

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 20.784) / 20.784 = 0.07206

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 218.432 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 4.640]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00195

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (520.00 - a/2) = 176.160 kN.m

≥ Mu (= 38.477 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.578]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 7.175 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	47.66	17.98

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 20.784) / 20.784 = 0.07206

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 270.819 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.743]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00195

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (520.00 - a/2) = 176.160 kN.m

≥ Mu (= 47.663 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.696]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 17.978 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(측구부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	320.00	80.00	20.42	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 506.800 x 400.00 = 202720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 8.833 mm, c = 8.833 / β1 = 8.833 / 0.85 = 10.392 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (320.00 - 10.392) / 10.392 = 0.08938

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 188.678 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 506.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.686]

1단 : H13 - 4.0 EA (= 506.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00158

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 8.833 mm

ΦMn = 0.85 x 506.800 x 400 x (320.00 - a/2) = 54.379 kN.m

≥ Mu (= 20.423 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.663]

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	683.33	583.33	100.00	53.38	28.78

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (583.33 - 20.784) / 20.784 = 0.08120

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 270.231 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.751]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00174

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (583.33 - a/2) = 197.987 kN.m

≥ Mu (= 53.379 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.709]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 28.783 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	300.00	100.00	14.78	27.21

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (300.00 - 20.784) / 20.784 = 0.04030

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 145.521 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 6.965]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00338

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (300.00 - a/2) = 100.343 kN.m

≥ Mu (= 14.780 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.789]

* 전단에 대한 검토 (d = 300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 300.00 = 194.856 kN

≥ Vu (= 27.207 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	483.33	383.33	100.00	36.98	35.63

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (383.33 - 20.784) / 20.784 = 0.05233

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 285.596 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.549]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00264

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (383.33 - a/2) = 129.062 kN.m

≥ Mu (= 36.981 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.490]

* 전단에 대한 검토 (d = 300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 300.00 = 194.856 kN

≥ Vu (= 35.630 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	300.00	100.00	14.78	27.21

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (300.00 - 20.784) / 20.784 = 0.04030

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 145.521 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 6.965]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00338

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (300.00 - a/2) = 100.343 kN.m

≥ Mu (= 14.780 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.789]

* 전단에 대한 검토 (d = 300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 300.00 = 194.856 kN

≥ Vu (= 27.207 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	483.33	383.33	100.00	36.98	35.63

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (383.33 - 20.784) / 20.784 = 0.05233

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 285.596 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.549]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00264

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (383.33 - a/2) = 129.062 kN.m

≥ Mu (= 36.981 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.490]

* 전단에 대한 검토 (d = 300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 300.00 = 194.856 kN

≥ Vu (= 35.630 kN) , 전단보강 불필요.

23. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 1경간(측구부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 506.800 × 0.20 = 101.36 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 101.360 ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 1266.578 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K
H13 - 6.7EA (차도부 수평철근)

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 844.667 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 1267.422 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K
H13 - 3.3EA (차도부 수평철근)

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 422.333 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 1267.422 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K
H13 - 3.3EA (차도부 수평철근)

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 422.333 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 1266.578 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K
H13 - 6.7EA (차도부 수평철근)

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 844.667 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 2경간(측구부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 506.800 × 0.20 = 101.36 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 101.360 ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 2경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

9) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

10) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%

= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

11) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%

= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

12) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

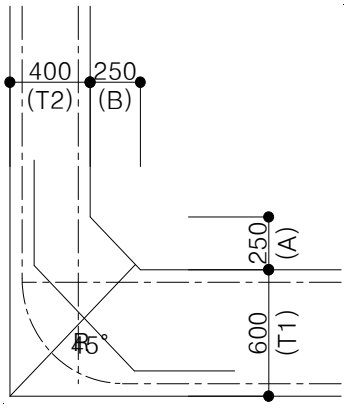
② Req's As = 사용 주철근량 × 20%

= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 421.911 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

24. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 32.597 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 32.597 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 883.883 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H13 @250 - 4EA = 506.800 mm²

∴ Total Asb = 506.800 mm²

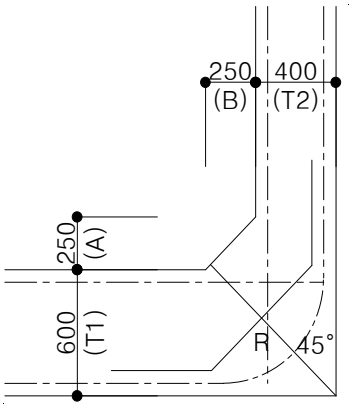
① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 32.60 \times 10^6}{883.883^2 \times 1000} = 0.209 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 32.574 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 32.574 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 883.883 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H13 @250 - 4EA = 506.800 mm²

∴ Total Asb = 506.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 32.57 \times 10^6}{883.883^2 \times 1000} = 0.208 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

25. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	583	H13 - 8.0EA	125	1087.770	O.K	8.702
		추가1	2	320	H13 - 4.0EA	250	784.222	O.K	3.137
		중앙부	3	520	H13 - 8.0EA	125	913.100	O.K	7.305
		우측	4	520	H13 - 8.0EA	125	929.297	O.K	7.434
	2경간	좌측	5	520	H13 - 8.0EA	125	929.297	O.K	7.434
		중앙부	6	520	H13 - 8.0EA	125	925.880	O.K	7.407
		추가2	7	320	H13 - 4.0EA	250	651.403	O.K	2.606
		우측	8	583	H13 - 8.0EA	125	1088.544	O.K	8.708
좌측벽체	1층	중앙부	9	300	H13 - 8.0EA	125	1938.761	O.K	15.510
		하부	10	383	H13 - 8.0EA	125	997.326	O.K	7.979
우측벽체	1층	중앙부	11	300	H13 - 8.0EA	125	1938.763	O.K	15.510
		하부	12	383	H13 - 8.0EA	125	997.326	O.K	7.979

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 32.597 x 1000000 / [1013.600 x (583.333 - 84.163/3)]
= 57.917 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x583.3/(7x1013.600)]
= 84.163 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 13/2 = 93.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 57.92) - 2.5 x 93.50 = 1125.96 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 57.92) = 1087.77 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1087.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1087.77 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 12.428 x 1000000 / [506.800 x (320.000 - 44.234/3)]
= 80.334 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x506.800/1000.0 + 7x506.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x320.0/(7x506.800)]
= 44.234 mm

사용철근량 = 506.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H13 - 4.0 EA (= 506.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 13/2 = 73.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 80.33) - 2.5 x 73.50 = 796.53 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 80.33) = 784.22 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 784.22 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 784.22 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 34.522 x 1000000 / [1013.600 x (520.000 - 79.098/3)]
= 68.996 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x1013.600)]
= 79.098 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 13/2 = 73.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 69.00) - 2.5 x 73.50 = 957.62 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 69.00) = 913.10 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 913.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 913.10 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 33.920 x 1000000 / [1013.600 x (520.000 - 79.098/3)]
= 67.793 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x1013.600)]
= 79.098 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 13/2 = 73.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 67.79) - 2.5 x 73.50 = 977.87 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 67.79) = 929.30 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 929.30 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 929.30 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 33.920 x 1000000 / [1013.600 x (520.000 - 79.098/3)]
= 67.793 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x1013.600)]
= 79.098 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 13/2 = 73.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 67.79) - 2.5 x 73.50 = 977.87 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 67.79) = 929.30 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 929.30 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 929.30 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 34.045 x 1000000 / [1013.600 x (520.000 - 79.098/3)]
= 68.043 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x1013.600)]
= 79.098 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 13/2 = 73.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 68.04) - 2.5 x 73.50 = 973.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 68.04) = 925.88 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 925.88 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 925.88 mm) ∴ O.K

7) 하부슬래브 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 14.588 x 1000000 / [506.800 x (320.000 - 44.234/3)]
= 94.294 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x506.800/1000.0 + 7x506.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x320.0/(7x506.800)]
= 44.234 mm

사용철근량 = 506.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H13 - 4.0 EA (= 506.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 13/2 = 73.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 94.29) - 2.5 x 73.50 = 651.40 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 94.29) = 668.12 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 651.40 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 651.40 mm) ∴ O.K

8) 하부슬래브 2경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 32.574 x 1000000 / [1013.600 x (583.333 - 84.163/3)]
= 57.875 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x583.3/(7x1013.600)]
= 84.163 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 13/2 = 93.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 57.88) - 2.5 x 93.50 = 1126.93 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 57.88) = 1088.54 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1088.54 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1088.54 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9.238 x 1000000 / [1013.600 x (300.000 - 58.536/3)]
= 32.495 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x300.0/(7x1013.600)]
= 58.536 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 13/2 = 93.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 32.49) - 2.5 x 93.50 = 2189.70 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 32.49) = 1938.76 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1938.76 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1938.76 mm) ∴ O.K

10) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 23.114 x 1000000 / [1013.600 x (383.333 - 66.999/3)]
= 63.169 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x383.3/(7x1013.600)]
= 66.999 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 13/2 = 93.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 63.17) - 2.5 x 93.50 = 1012.91 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 63.17) = 997.33 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 997.33 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 997.33 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9.238 x 1000000 / [1013.600 x (300.000 - 58.536/3)]
= 32.495 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x300.0/(7x1013.600)]
= 58.536 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 13/2 = 93.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 32.49) - 2.5 x 93.50 = 2189.70 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 32.49) = 1938.76 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1938.76 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1938.76 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 23.114 x 1000000 / [1013.600 x (383.333 - 66.999/3)]
= 63.169 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x383.3/(7x1013.600)]
= 66.999 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 13/2 = 93.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 63.17) - 2.5 x 93.50 = 1012.91 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 63.17) = 997.33 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 997.33 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 997.33 mm) ∴ O.K

26. 기초 지지력 검토

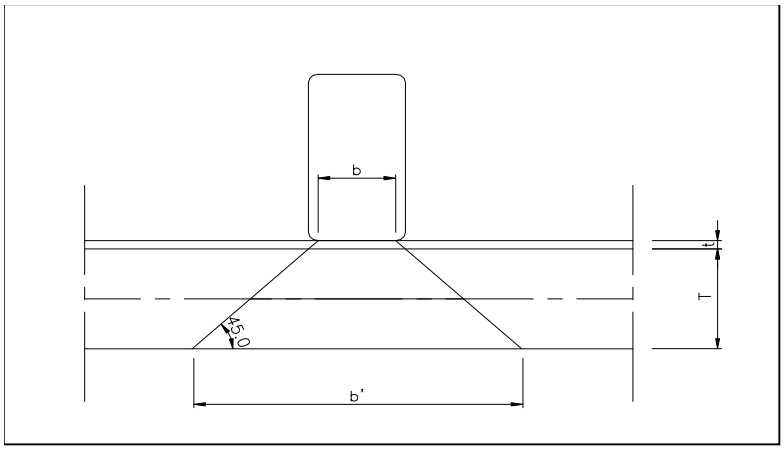
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 326.482 / 18.300 = 17.841 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

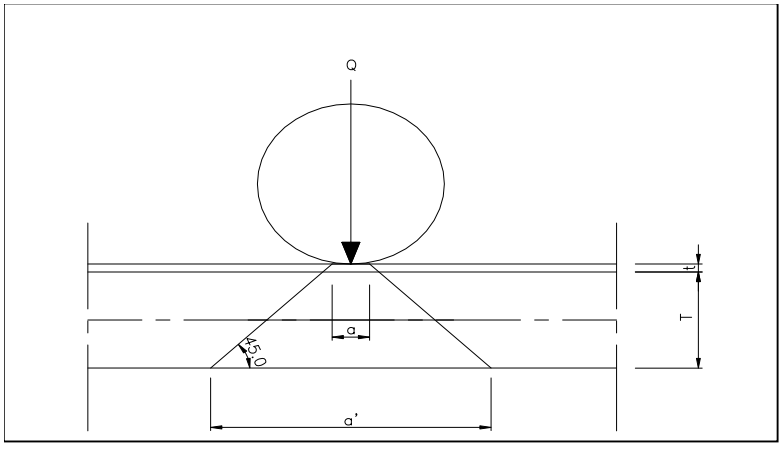


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 600 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.860 m



a' = 0.200 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.560 m

Qz = 96.0 / (1.860 × 1.560)= 33.085 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 17.84 + 1.84 + 33.09

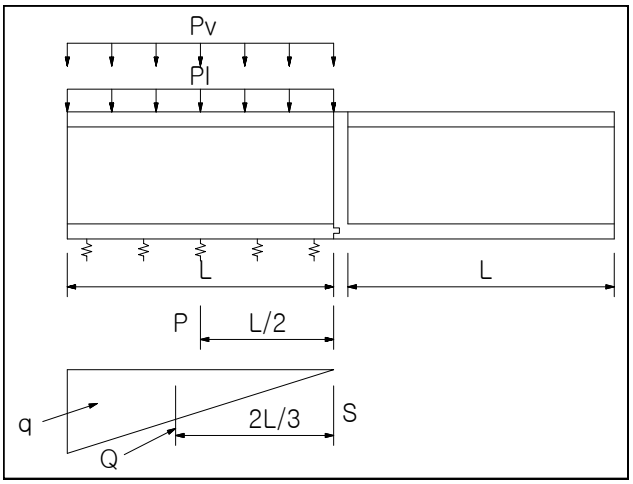
= 52.766 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력 : 지반조사보고서 참고

Qa' = 560.020 kN/m² > Qmax = 52.766 kN/m² ..... O.K !!!

27. 신축이음부 검토

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

Pv = B × H × γt

= 18.3 x 0 x 19.0

= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 ÷ 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.2) = 153.6 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 153.6)x 20.0 = 3068.9 kN

S = P / 4 = 3068.93 / 4 = 767.2 kN

(∴ τa = 80 MPa)

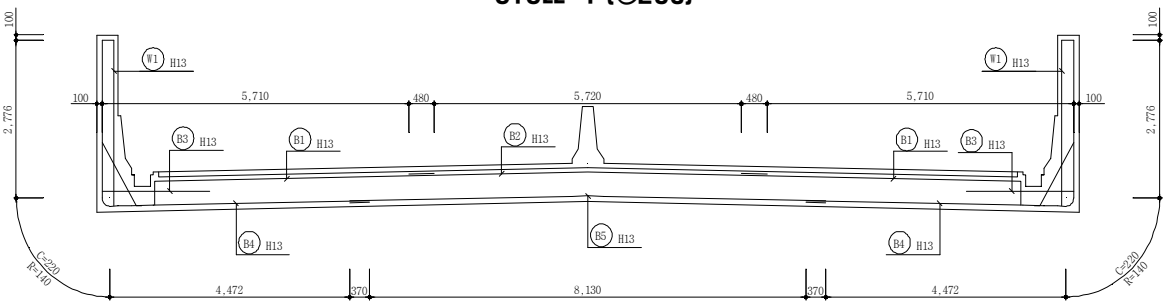
☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 767.2 x 1000 / 80 = 9,590 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 154 EA = 794.2 x 154 = 122,307 mm²

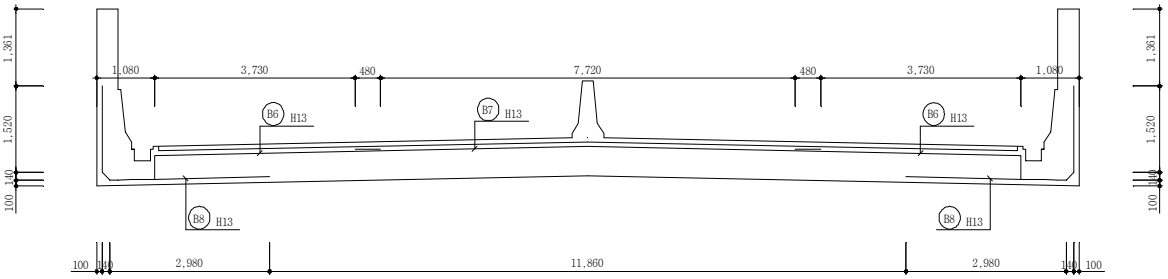
122,307 mm² > 9,590 ……0.K

2. 주철근 조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)



1.4 U6(STA.0+345.0)

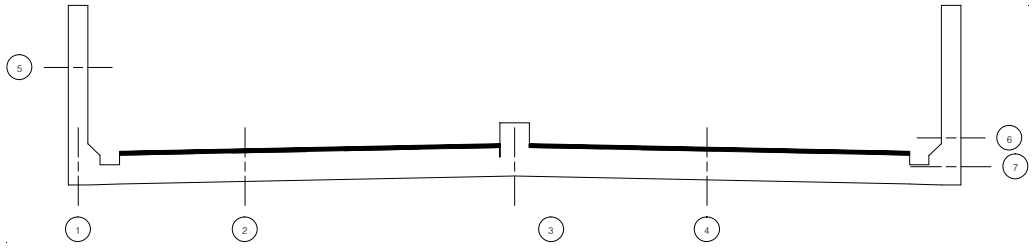
U형 암거 구조계산서

▣ STA. 0K+345.000 (BLOCK6 : 단면 F-F)
▣ 토 피(FH)= -0.65 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건: 토사
▣ 구조형식 : 지중 2 련
(내공 : 2@(8.45M × 2.704M), 사각 : 90°)

목 차

01.해석결과요약
02.설계조건
03.단면가정
04.부력검토
05.해석모델 및 단면제원(상시)
06.해석모델 및 단면제원(지진시)
07.지반반력계수(상시)
08.지반반력계수(지진시)
09.하중계산(상시)
10.하중계산(지진시)
11.하중재하도(상시)
12.하중재하도(기능수행)
13.하중재하도(붕괴방지)
14.하중계수 및 하중조합
15.INPUT DATA(상시)
16.INPUT DATA(기능수행)
17.INPUT DATA(붕괴방지)
18.OUTPUT DATA(상시)
19.OUTPUT DATA(기능수행)
20.OUTPUT DATA(붕괴방지)
21.단면력정리
22.단면검토 및 철근량 산정
23.수평철근 검토
24.절점부 검토
25.사용성 검토
26.STM-우각부
27.기초 지지력 검토
28.주철근 조립도
29.신축이음부

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
잡석기초	53.415	793.909	264.636	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	583	101.20	197.99	514.20	H13 - 8.0EA	1013.6	1.96
		중앙부	2	1000	520	59.60	273.42	339.03	H16 - 8.0EA	1588.8	4.59
	2경간	좌측	3	1000	520	47.20	273.42	268.17	H16 - 8.0EA	1588.8	5.79
		중앙부	4	1000	520	58.90	273.42	335.03	H16 - 8.0EA	1588.8	4.64
좌측벽	1층	중앙부	5	1000	300	25.90	100.34	255.82	H13 - 8.0EA	1013.6	3.87
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	300	25.90	100.34	255.82	H13 - 8.0EA	1013.6	3.87
		하부	7	1000	383	74.80	129.06	581.60	H13 - 8.0EA	1013.6	1.73

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치		단면적비			주철근 20%		
			필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부슬래브	1경간	좌측	1200.0	1267.0	O.K	202.7	845.1	O.K
		중앙부	1200.0	1266.6	O.K	317.8	844.7	O.K
	2경간	좌측	1200.0	1267.4	O.K	317.8	422.3	O.K
		중앙부	1200.0	1266.6	O.K	317.8	844.7	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	800.0	845.1	O.K	202.7	423.2	O.K
우측벽체	1층	중앙부	800.0	845.1	O.K	202.7	423.2	O.K
		하부	800.0	845.1	O.K	202.7	423.2	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	324.8	40.3	578.16	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	337.8	24.4	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
	2경간	좌측	3	337.8	11.0	601.29	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	4	337.8	14.8	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽	1층	중앙부	5	194.9	39.8	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽	1층	중앙부	6	194.9	39.7	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	7	194.9	63.7	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	583	H13 - 8.0EA	125	478.837	O.K	3.831
		중앙부	2	520	H16 - 8.0EA	125	1145.839	O.K	9.167
	2경간	좌측	3	520	H16 - 8.0EA	125	1410.772	O.K	11.286
		중앙부	4	520	H16 - 8.0EA	125	1159.447	O.K	9.276
좌측벽체	1층	중앙부	5	300	H13 - 8.0EA	125	1105.621	O.K	8.845
우측벽체	1층	중앙부	6	300	H13 - 8.0EA	125	1105.621	O.K	8.845
		하부	7	383	H13 - 8.0EA	125	381.964	O.K	3.056

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- U형 암거 (내공 : 2@(8.45M × 2.704M), 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sd
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

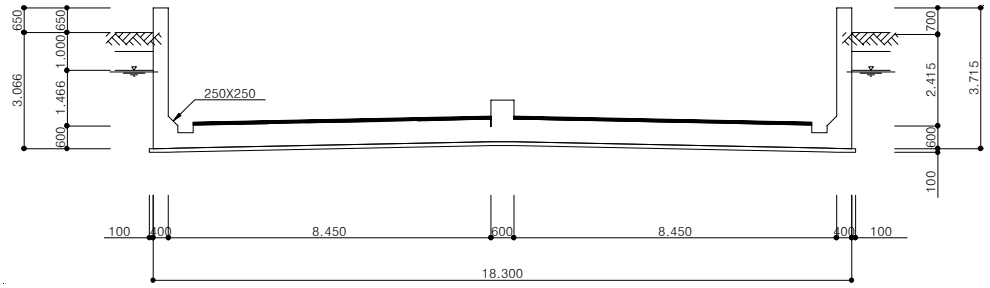
10) 사용프로그램 : MIDAS Civil

11) 참고문헌

- 콘크리트 구조기준.해설 : 한국콘크리트학회(2012)
- 도로교 설계기준 : 건설교통부(2010)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


650
650
1,000
1,466
600
3,066
250X250
700
2,415
600
100
3,715
100
400
8,450
600
8,450
400
100
18,300

4. 부력검토

(1) 구체자중 : 램프

1)	하부슬래브	:	25.0	KN/m^3	×	0.600	×	18.300	×	1	EA	=	274.500	kN/m
2)	벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.400	×	3.115	×	2	EA	=	62.300	kN/m
4)	헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.250	×	0.250	× 2 EA	=	1.563	kN/m
							Σ					=	338.363	kN/m

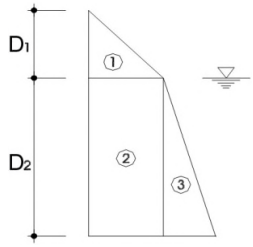
(2) 연직하중

1)	아스팔트	23.000	KN/m^3	×	18.3	m	×	0.080	m		=	33.672	kN/m
2)	매스 콘크리트												
	:	23.500	KN/m^3	×	18.3	m	×	0.300	m		=	129.015	kN/m
					Σ						=	162.687	kN/m

(3) 측면마찰력

[2·C·D] + [K_u·γ·D^2·tanδ] 여기서 C=0 이므로 [2·C·D] 항목은 제외

토압분포



1) (K_o·γ_t·D_1) x (1/2) x D_1 x tanδ x 1EA

(0.455 × 20.000 kN/m^3 × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

2) (K_o·γ_t·D_1) x D_2 x tanδ x 1EA

(0.455 × 20.000 kN/m^3 × 0.000 m) × 0.000 m

× 0.000 × 2 EA = - kN/m

3) (K_o·γ_{sub}·D_2) x (1/2) x D_2 x tanδ x 1EA

(0.455 × 11.000 kN/m^3 × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

Σ = - kN/m

(4) 양압력

양압력	:	10.000	KN/m^3	×	2.366	m	×	18.300	m	=	432.978	kN/m
					Σ					=	432.978	kN/m

(5) 안전율

$$\text{안전율(S.F)} = \frac{(338.363 + 162.687 + 0.000)}{432.978} = 1.157 \geq 1.05$$

O.K

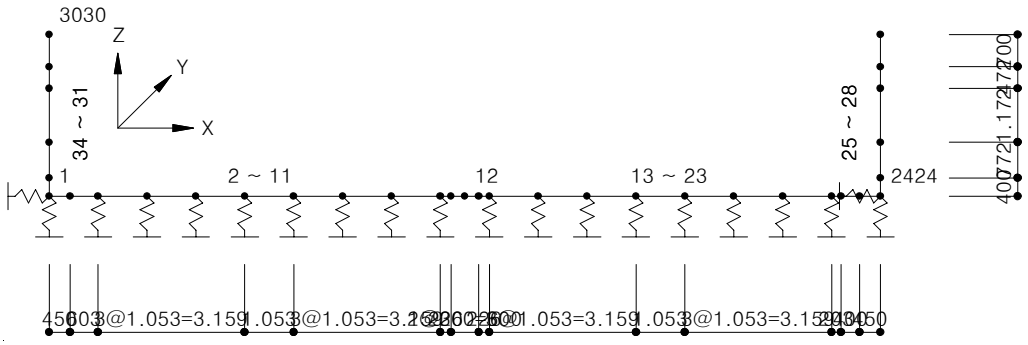
5. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

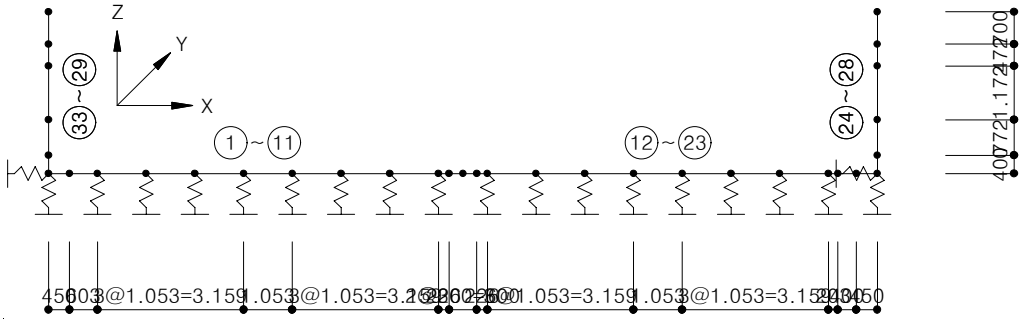
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	0.600 × 1.000 = 0.600	0.01800	1,3~9,14~21,23
2	0.400 × 1.000 = 0.400	0.00533	22,24~33

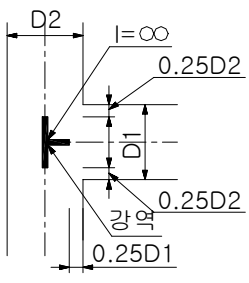
NO	Section(Tapper)	부 재
3	SEC 2 ~ 1	2,11,13
4	SEC 1 ~ 2	10,12

3) 단면좌표

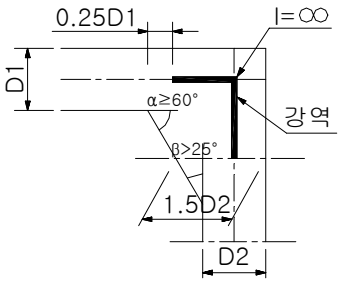
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	18	13.688	0.000
2	0.450	0.000	19	14.741	0.000
3	1.053	0.000	20	15.794	0.000
4	2.106	0.000	21	16.847	0.000
5	3.159	0.000	22	17.050	0.000
6	4.212	0.000	23	17.450	0.000
7	5.265	0.000	24	17.900	0.000
8	6.318	0.000	25	17.900	0.400
9	7.371	0.000	26	17.900	1.172
10	8.424	0.000	27	17.900	2.343
11	8.650	0.000	28	17.900	2.815
12	8.950	0.000	29	17.900	3.515
13	9.250	0.000	30	0.000	3.515
14	9.476	0.000	31	0.000	2.815
15	10.529	0.000	32	0.000	2.343
16	11.582	0.000	33	0.000	1.172
17	12.635	0.000	34	0.000	0.400

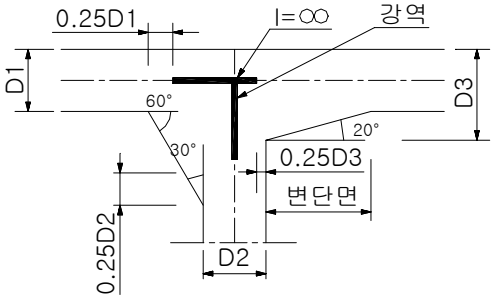
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 400 / 2 + 250 - (600 × 250) / (2 × 250) = 150 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 250 - (400 × 250) / (2 × 250) = 350 ㎜

(3) 24 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 400 / 2 + 250 - (600 × 250) / (2 × 250) = 150 ㎜

(4) 24 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 250 - (400 × 250) / (2 × 250) = 350 ㎜

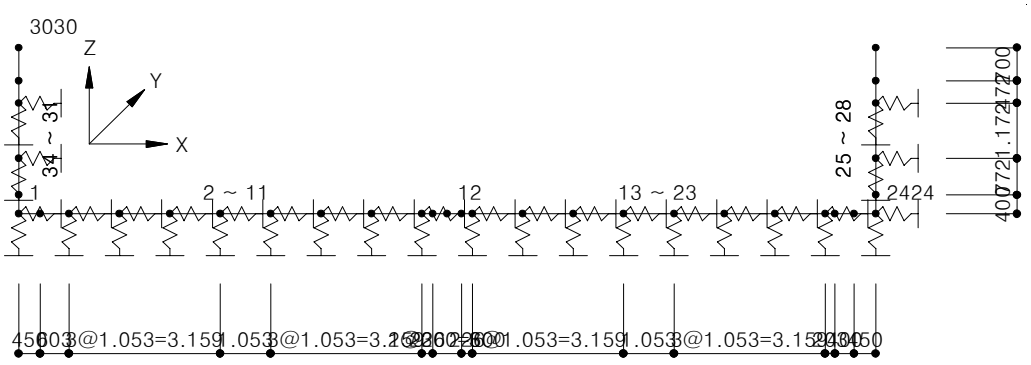
6. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

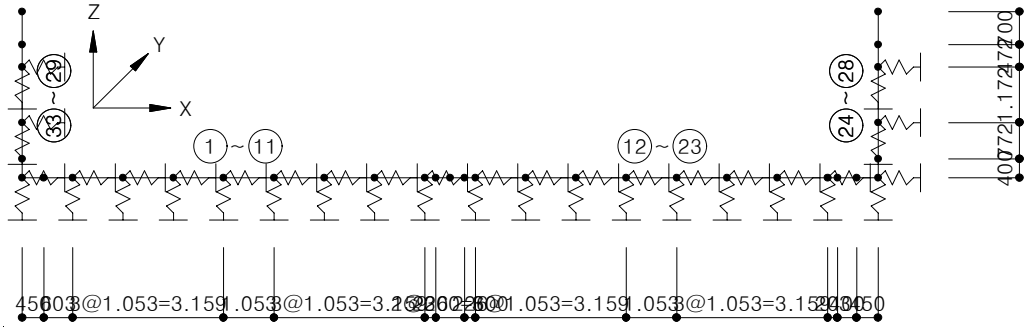
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	0.600 × 1.000 = 0.600	0.01800	1,3~9,14~21,23
2	0.400 × 1.000 = 0.400	0.00533	22,24~33

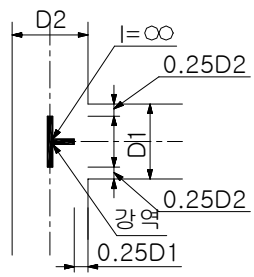
NO	Section(Tapper)	부 재
3	SEC 2 ~ 1	2,11,13
4	SEC 1 ~ 2	10,12

3) 단면좌표

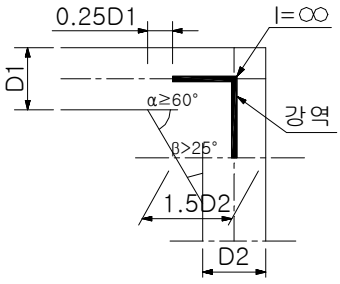
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	18	13.688	0.000
2	0.450	0.000	19	14.741	0.000
3	1.053	0.000	20	15.794	0.000
4	2.106	0.000	21	16.847	0.000
5	3.159	0.000	22	17.050	0.000
6	4.212	0.000	23	17.450	0.000
7	5.265	0.000	24	17.900	0.000
8	6.318	0.000	25	17.900	0.400
9	7.371	0.000	26	17.900	1.172
10	8.424	0.000	27	17.900	2.343
11	8.650	0.000	28	17.900	2.815
12	8.950	0.000	29	17.900	3.515
13	9.250	0.000	30	0.000	3.515
14	9.476	0.000	31	0.000	2.815
15	10.529	0.000	32	0.000	2.343
16	11.582	0.000	33	0.000	1.172
17	12.635	0.000	34	0.000	0.400

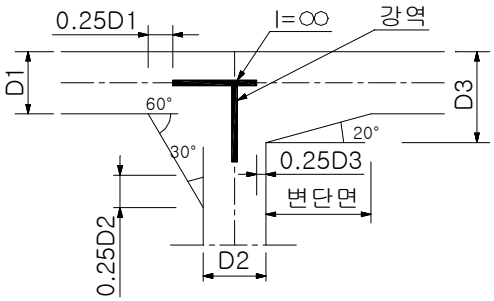
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 400 / 2 + 250 - (600 × 250) / (2 × 250) = 150 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 250 - (400 × 250) / (2 × 250) = 350 ㎜

(3) 24 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 400 / 2 + 250 - (600 × 250) / (2 × 250) = 150 ㎜

(4) 24 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 250 - (400 × 250) / (2 × 250) = 350 ㎜

7. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 28000.00 kN/m²

Bv = √(B × B = √(18.300 × 18.300 = 18.30 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (18.300 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 4275.86 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.400/2 + 1.053/2) = 3106 kN/m	1,24
Kv2	Kv x (1.053/2 + 1.053/2) = 4502 kN/m	3~10,14~21
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	12

8. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수
Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/㎡)

α = 2
Eo = 28000.00 kN/㎡

(1) 하부슬래브 : 제2토층 , 점토

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/㎡
Bv = √(B × B) = √(18.300 × 18.300) = 18.300 m
Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³
Kv = 186666.670 × (18.300 / 0.3)$^{-3/4}$ = 8552.03 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 8552.030 = 2850.68 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(3.066 × 3.066) = 3.066 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (3.066 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 32661.17 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 32661.170 = 10887.06 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트질 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(3.066 × 3.066) = 3.066 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (3.066 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 32661.17 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 32661.170 = 10887.06 kN/m³

(4) 측벽 : 제2토층 , 점토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(3.066 × 3.066) = 3.066 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (3.066 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 32661.17 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 32661.170 = 10887.06 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.172/2 + 1.172/2) = 38268 kN/m	26~27,32,33
Kss1	Kss x (1.172/2 + 1.172/2) = 12756 kN/	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.053/2 + 1.053/2) = 9005 kN/m	3~10,14~21
Ksb1	Ksb x (1.053/2 + 1.053/2) = 3002 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.400/2 + 1.053/2) = 6213 kN/m	1,24
Ksb1	Kh x (1.172/2 + 0.600/2) = 28932 kN/m	

3) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능기준 / 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Z = 1.40 × 0.11 = 0.154

9. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1	= 0.051 × 23.000 × 0.500	= 0.581 kN/m²
Wh2	= 0.581 + 0.450 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.022 × 19.000 × 0.500	= 5.961 kN/m²
Wh4	= 5.961 + 1.172 × 19.000 × 0.500	= 17.092 kN/m²
Wh5	= 17.092 + 0.772 × 19.000 × 0.500	= 24.423 kN/m²
Wh6	= 24.423 + 0.400 × 19.000 × 0.500	= 28.223 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1	= 0.051 × 23.000 × 0.500	= 0.581 kN/m²
Wh2	= 0.581 + 0.450 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.022 × 19.000 × 0.500	= 5.961 kN/m²
Wh4	= 5.961 + 0.478 × 19.000 × 0.500	= 10.500 kN/m²
Wh5	= 10.500 + 0.694 × 10.000 × 0.500	= 13.969 kN/m²
Wh6	= 13.969 + 0.772 × 10.000 × 0.500	= 17.828 kN/m²
Wh7	= 17.828 + 0.400 × 10.000 × 0.500	= 19.828 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

Ww1	= 0.694 × 10.000	= 6.938 kN/m²
Ww2	= 6.938 + 0.772 × 10.000	= 14.655 kN/m²
Ww3	= 14.655 + 0.400 × 10.000	= 18.655 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

Ww4	= (3.066 - 1.000) × 10.000	= 20.655 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 ε = 15.00 x 10^{5}
- 온도선팽창 계수 α = 1.00 x 10^{5}
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

10. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.154
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	8.755

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.436

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.063
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	3.605

= 0.372

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1	= 0.051 × 23.000 × 0.436	= 0.506 kN/m²
Wh2	= 0.506 + 0.450 × 23.000 × 0.436	= 5.014 kN/m²
Wh3	= 5.014 + 0.022 × 19.000 × 0.436	= 5.198 kN/m²
Wh4	= 5.198 + 1.172 × 19.000 × 0.436	= 14.904 kN/m²
Wh5	= 14.904 + 0.772 × 19.000 × 0.436	= 21.297 kN/m²
Wh6	= 21.297 + 0.400 × 19.000 × 0.436	= 24.611 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.051 × 23.000 × 0.372 = 0.432 kN/m²
Wh2 = 0.432 + 0.450 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²
Wh3 = 4.278 + 0.022 × 19.000 × 0.372 = 4.435 kN/m²
Wh4 = 4.435 + 1.172 × 19.000 × 0.372 = 12.716 kN/m²
Wh5 = 12.716 + 0.772 × 19.000 × 0.372 = 18.171 kN/m²
Wh6 = 18.171 + 0.400 × 19.000 × 0.372 = 20.998 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.051 × 23.000 × 0.436 = 0.506 kN/m²
Wh2 = 0.506 + 0.450 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²
Wh3 = 5.014 + 0.022 × 19.000 × 0.436 = 5.198 kN/m²
Wh4 = 5.198 + 0.478 × 19.000 × 0.436 = 9.156 kN/m²
Wh5 = 9.156 + 0.694 × 10.000 × 0.436 = 12.181 kN/m²
Wh6 = 12.181 + 0.772 × 10.000 × 0.436 = 15.546 kN/m²
Wh7 = 15.546 + 0.400 × 10.000 × 0.436 = 17.290 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.051 × 23.000 × 0.372 = 0.432 kN/m²
Wh2 = 0.432 + 0.450 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²
Wh3 = 4.278 + 0.022 × 19.000 × 0.372 = 4.435 kN/m²
Wh4 = 4.435 + 0.478 × 19.000 × 0.372 = 7.812 kN/m²
Wh5 = 7.812 + 0.694 × 10.000 × 0.372 = 10.393 kN/m²
Wh6 = 10.393 + 0.772 × 10.000 × 0.372 = 13.264 kN/m²
Wh7 = 13.264 + 0.400 × 10.000 × 0.372 = 14.752 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

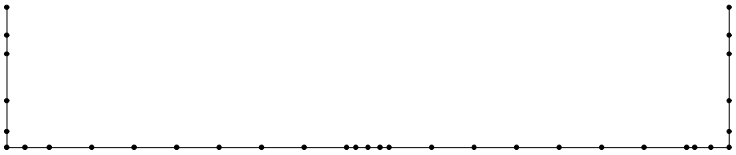
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
fb = 0.600×25.000×0.063 = 0.945	fb = 0.600×25.000×0.154 = 2.310

② 측벽

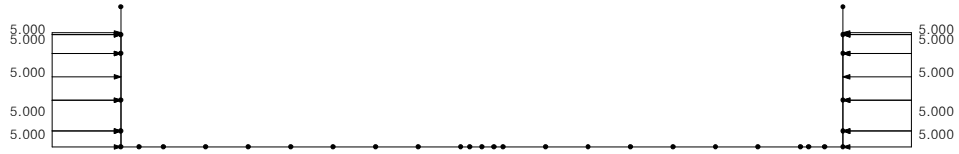
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
f1 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f1 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540
f2 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f2 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540
f3 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f3 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540
f4 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f4 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540
f5 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f5 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540
f6 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f6 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540

11. 하 중 재 하 (상시)

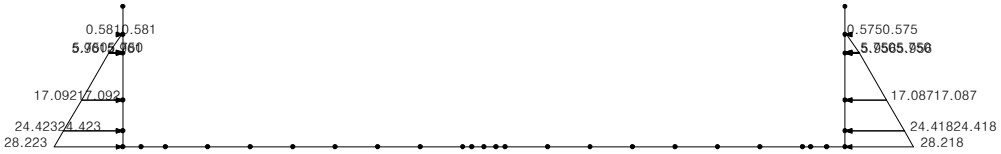
1) CASE1 - 구체자중(SW)



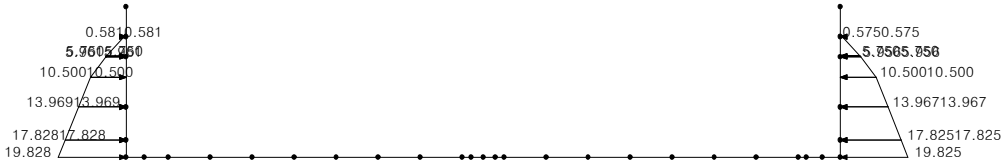
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



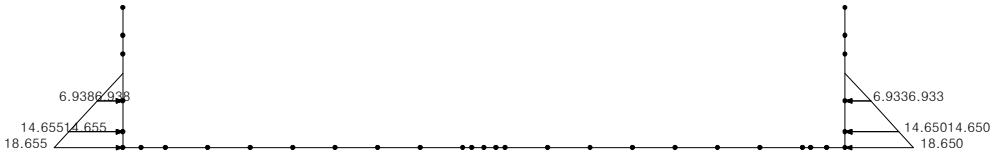
3) CASE3 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



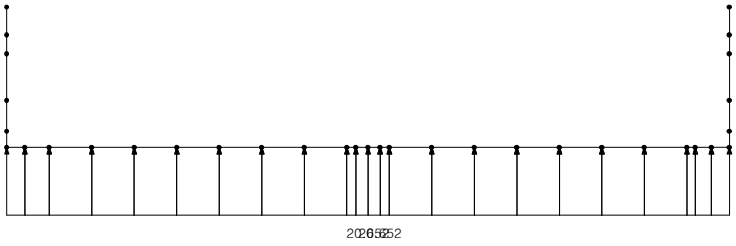
4) CASE4 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



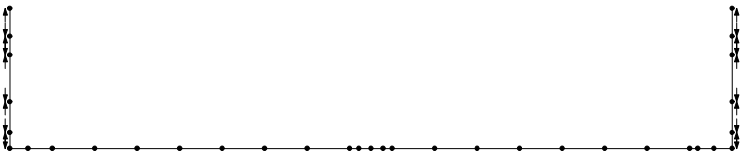
5) CASE5 - 수평수압(WATERH)



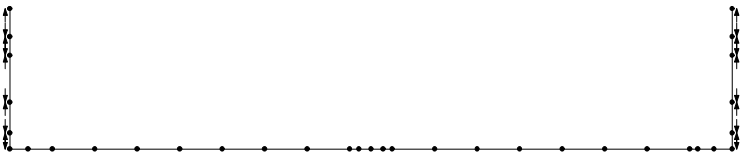
6) CASE6 - 부력(BUOYANCY)



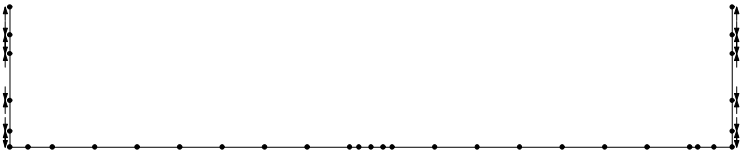
7) CASE7 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



8) CASE8 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

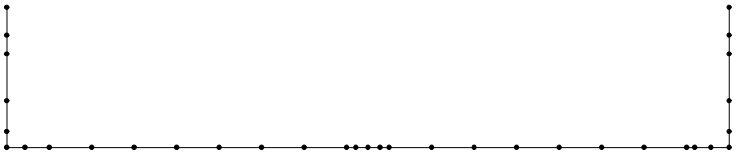


9) CASE9 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

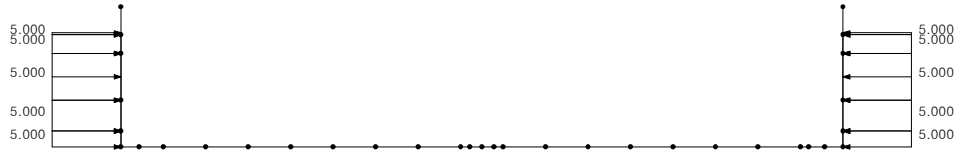


12. 하중 재하 (기능수행)

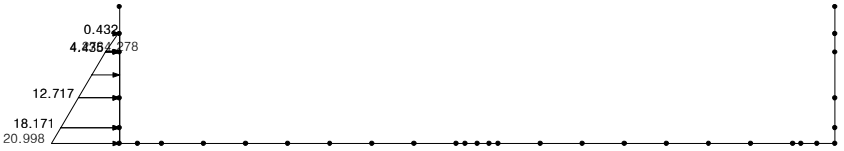
1) CASE1 - 구체자중(SW)



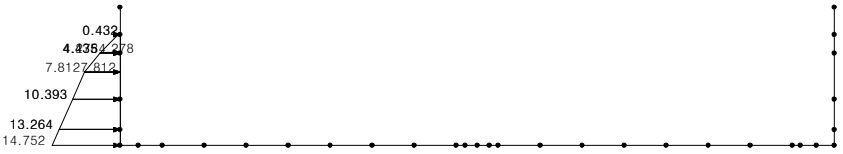
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



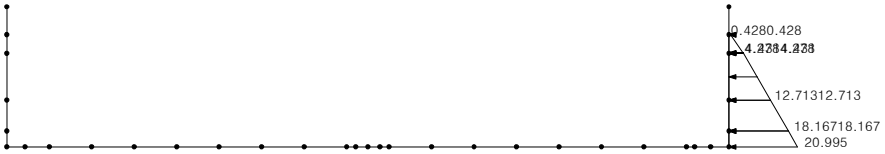
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



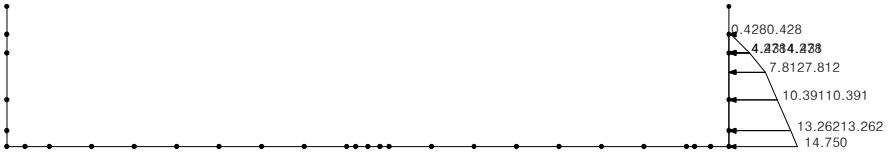
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



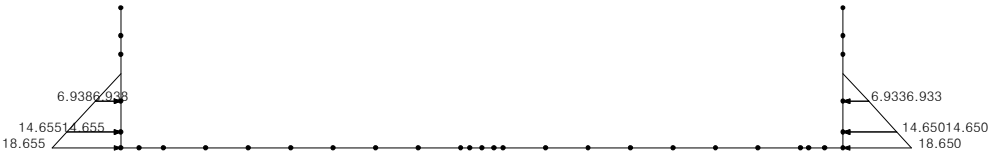
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



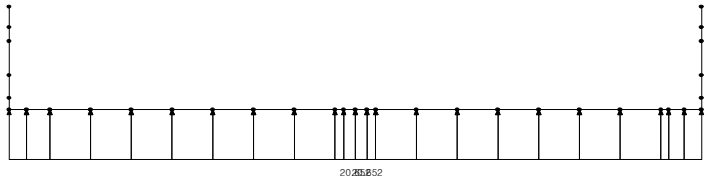
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



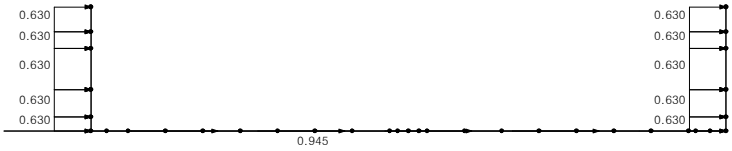
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



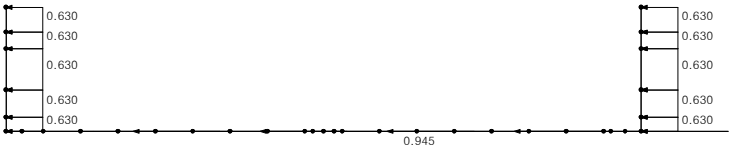
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

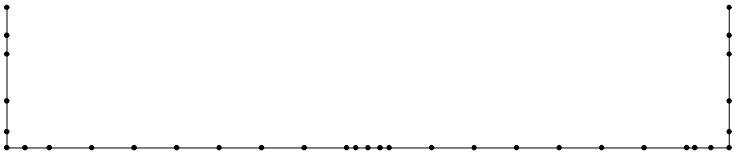


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

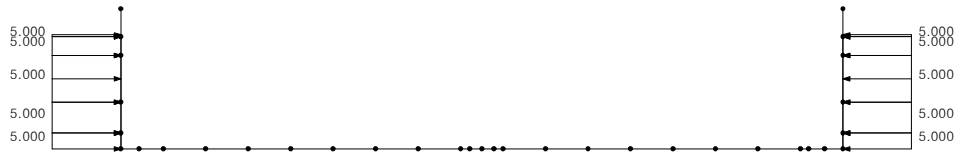


13. 하중 재하 (붕괴방지)

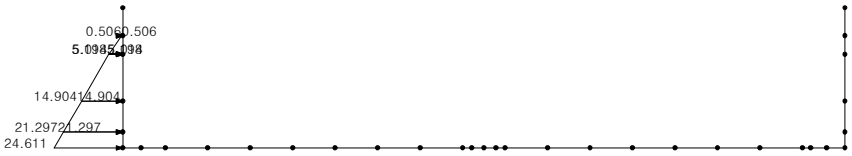
1) CASE1 - 구체자중(SW)



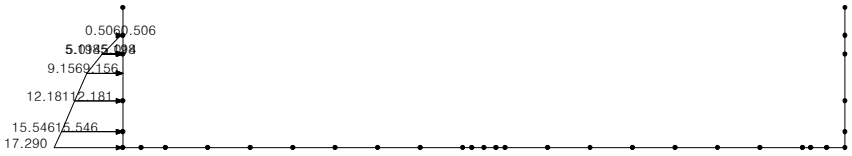
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



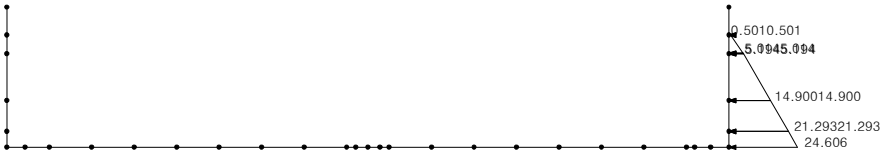
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



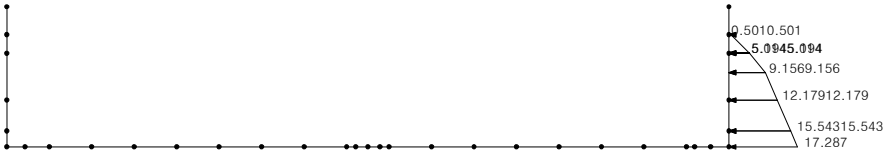
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



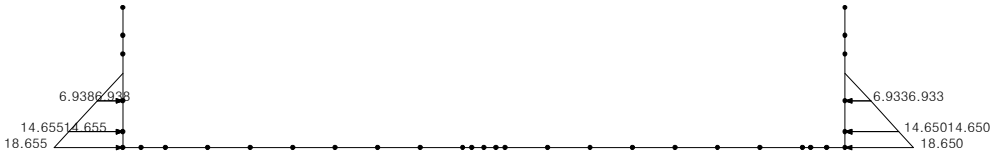
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



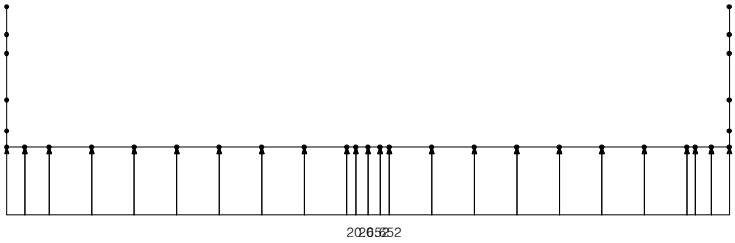
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



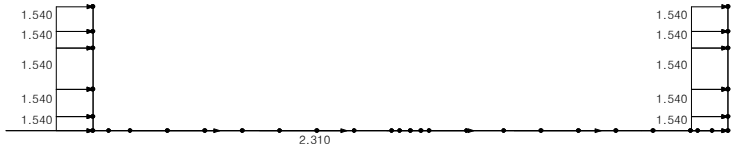
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



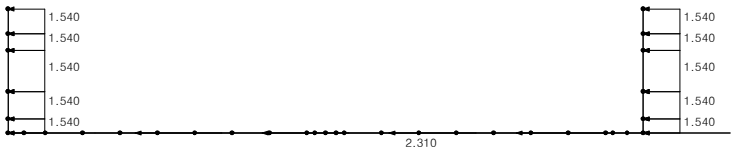
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



14. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.649 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

15. INPUT DATA (상시)

```
;------------------------------------------------------
; ACulvert MIDAS Civil 데이터파일 : 평상시
;------------------------------------------------------

*VERSION
4.3.0

*UNIT
;  FORCE, LENGTH
KN, M

*STRUCTYPE
;  iSTYP, iSMAS, GRAV, TEMPER, bALIGNBEAM, bALIGNSLAB
   1,   1,   9.806,   0.0,    NO,   NO

*NODE
;  iNO, X, Y, Z
    1,       0.000,       0.000,       0.000
    2,       0.450,       0.000,       0.000
    3,       1.053,       0.000,       0.000
    4,       2.106,       0.000,       0.000
    5,       3.159,       0.000,       0.000
    6,       4.212,       0.000,       0.000
    7,       5.265,       0.000,       0.000
    8,       6.318,       0.000,       0.000
    9,       7.371,       0.000,       0.000
   10,       8.424,       0.000,       0.000
   11,       8.650,       0.000,       0.000
   12,       8.950,       0.000,       0.000
   13,       9.250,       0.000,       0.000
   14,       9.476,       0.000,       0.000
   15,      10.529,       0.000,       0.000
   16,      11.582,       0.000,       0.000
   17,      12.635,       0.000,       0.000
   18,      13.688,       0.000,       0.000
   19,      14.741,       0.000,       0.000
   20,      15.794,       0.000,       0.000
   21,      16.847,       0.000,       0.000
   22,      17.050,       0.000,       0.000
   23,      17.450,       0.000,       0.000
   24,      17.900,       0.000,       0.000
   25,      17.900,       0.000,       0.400
   26,      17.900,       0.000,       1.172
   27,      17.900,       0.000,       2.343
   28,      17.900,       0.000,       2.815
   29,      17.900,       0.000,       3.515
   30,       0.000,       0.000,       3.515
   31,       0.000,       0.000,       2.815
   32,       0.000,       0.000,       2.343
   33,       0.000,       0.000,       1.172
   34,       0.000,       0.000,       0.400

*ELEMENT
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, ANGLE, iSUB, EXVAL
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, iN3, iN4, iSUB, iWID
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, iN3, iN4, iN5, iN6, iN
    1,       BEAM,    1,    1,    1,    2,  180.000
    2,       BEAM,    1,    3,    2,    3,  180.000
    3,       BEAM,    1,    1,    3,    4,  180.000
    4,       BEAM,    1,    1,    4,    5,  180.000
    5,       BEAM,    1,    1,    5,    6,  180.000
    6,       BEAM,    1,    1,    6,    7,  180.000
    7,       BEAM,    1,    1,    7,    8,  180.000
    8,       BEAM,    1,    1,    8,    9,  180.000
    9,       BEAM,    1,    1,    9,   10,  180.000
   10,       BEAM,    1,    4,   10,   11,  180.000
   11,       BEAM,    1,    3,   11,   12,  180.000
   12,       BEAM,    1,    4,   12,   13,  180.000
   13,       BEAM,    1,    3,   13,   14,  180.000
   14,       BEAM,    1,    1,   14,   15,  180.000
   15,       BEAM,    1,    1,   15,   16,  180.000
   16,       BEAM,    1,    1,   16,   17,  180.000
   17,       BEAM,    1,    1,   17,   18,  180.000
   18,       BEAM,    1,    1,   18,   19,  180.000
   19,       BEAM,    1,    1,   19,   20,  180.000
   20,       BEAM,    1,    1,   20,   21,  180.000
   21,       BEAM,    1,    1,   21,   22,  180.000
   22,       BEAM,    1,    2,   22,   23,  180.000
   23,       BEAM,    1,    1,   23,   24,  180.000
   24,       BEAM,    1,    2,   24,   25,  0.000
   25,       BEAM,    1,    2,   25,   26,  0.000
   26,       BEAM,    1,    2,   26,   27,  0.000
   27,       BEAM,    1,    2,   27,   28,  0.000
   28,       BEAM,    1,    2,   28,   29,  0.000
   29,       BEAM,    1,    2,   30,   31,  180.000
   30,       BEAM,    1,    2,   31,   32,  180.000
   31,       BEAM,    1,    2,   32,   33,  180.000
   32,       BEAM,    1,    2,   33,   34,  180.000
   33,       BEAM,    1,    2,   34,    1,  180.000

*MATERIAL
; iMAT, TYPE, MNAME, [DATA]          ; STEEL, CONC, USER
; iMAT, TYPE, MNAME, [DATA], [DATA]  ; SRC
; [DATA] : 1, DB, NAME or 2, ELAST, POISN, THERMAL, DEN
    1,       USER,       Mat1,   2,  2.6702e+007, 0.167,    9.99e-006,    25

*SECTION
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, [DATA]                          ; DB/USER
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, BLT, D1, D2, D3, D4, D5, D6     ; 1st line - VALUE
;       AREA, ASY, ASZ, IXX, IYY, IZZ                       ; 2nd line
;       CYP, CYM, CZP, CZM, QYB, QZB, PERI                  ; 3rd line
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, iREPLACE, ELAST, DEN, POIS, POIC ; 1st line - SRC
;       D1, D2, [DATA]                                      ; 2nd line
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, 1, DB, NAME1, NAME2, D1, D2     ; COMBINED
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, 2, D11, D12, D13, D14, D15, D21, D22, D23, D24
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, iYVAR, iZVAR, STYPE             ; 1st line - TAPERED
;       DB, NAME1, NAME2                                    ; 2nd line(STYPE=DB)
;       [DIM1], [DIM2]                                      ; 2nd line(STYPE=USER)
;       D11, D12, D13, D14, D15, D16                        ; 2nd line(STYPE=VALUE)
;            AREA1, ASY1, ASZ1, IXX1, IYY1, IZZ1            ; 3rd line(STYPE=VALUE)
;            CYP1, CYM1, CZP1, CZM1, QYB1, QZB1, PERI1      ; 4th line(STYPE=VALUE)
;       D21, D22, D23, D24, D25, D26                        ; 5th line(STYPE=VALUE)
;            AREA2, ASY2, ASZ2, IXX2, IYY2, IZZ2            ; 6th line(STYPE=VALUE)
;            CYP2, CYM2, CZP2, CZM2, QYB2, QZB2, PERI2      ; 7th line(STYPE=VALUE)
; iSEC, TYPE, SNAME, STYPE1, STYPE2                         ; 1st line - CONSTRUCT
;       SHAPE, ...(same with other type data from shape)    ; Before (STYPE1)
;       SHAPE, ...(same with other type data from shape)    ; After  (STYPE2)
; [DATA] : 1, DB, NAME or 2, D1, D2, D3, D4, D5, D6
; [DIM1], [DIM2] : D1, D2, D3, D4, D5, D6
    1,     DBUSER,  Sec1,   SB,   2,  0.6,  1
    2,     DBUSER,  Sec2,   SB,   2,  0.4,  1
    3,     TAPERED, Sec3,    SB,   1,   1, USER
           0.4, 1, 0, 0, 0, 0, 0.6, 1, 0, 0, 0, 0
    4,     TAPERED, Sec4,    SB,   1,   1, USER
           0.6, 1, 0, 0, 0, 0, 0.4, 1, 0, 0, 0, 0

*VERSION
4.3.0

*SPRING
; NODE_LIST, SDX, SDY, SDZ, SRX, SRY, SRZ
    1,          1,          0,     3106.29,          0,          0,          0
    3,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
    4,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
    5,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
    6,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
    7,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
    8,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
    9,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
   10,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
   14,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
   15,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
   16,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
   17,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
   18,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
   19,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
   20,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
   21,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
   24,          1,          0,     3106.29,          0,          0,          0

*OFFSET
; ELEM_LIST, TYPE, RGDXi, RGDYi, RGDZi, RGDXj, RGDYj, RGDZj
; ELEM_LIST, TYPE, RGDi, RGDj
    1,    ELEMENT, 0.15,    0
   23,    ELEMENT,    0, 0.15
   24,    ELEMENT, 0.35,    0
   33,    ELEMENT,    0, 0.35

*STLDCASE
; LCNAME, LCTYPE, DESC
SW,  USER
LIVEAH,  USER
SOILB,  USER
SOILBW,  USER
WATERH,  USER
BUOYANCY,  USER
TEMPPLUS,  USER
TEMPMINU,  USER
SHRINK,  USER

*USE-STLD, SW

*SELFWEIGHT, 0, 0, -1

; End of data for load case [SW] -------------------------
```

```
*USE-STLD, LIVEAH
*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.928,        5,
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5,
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5,
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5,
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5,
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5,
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5,
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5,
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5,

; End of data for load case [LIVEAH] ----------

*USE-STLD, SOILB
*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  24.4232,
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  17.0921,
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   5.9609,
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   0.5808,
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.953,     5.75,
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.928,        0,
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -28.2184,
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -24.4184,
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -17.0873,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -5.9562,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.046,    -5.75,
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.575,

; End of data for load case [SOILB] ----------

*USE-STLD, SOILBW
*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  17.8275,
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   13.969,
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   5.9609,
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.408,     10.5,
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   0.5808,
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.953,     5.75,
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.928,        0,
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -19.825,
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -17.825,
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -13.9665,
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.592,    -10.5,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -5.9562,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.046,    -5.75,
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.575,

; End of data for load case [SOILBW] ----------

*USE-STLD, WATERH
*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.408,        0,
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    6.938,
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   14.655,
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -18.65,
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -14.65,
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -6.933,

; End of data for load case [WATERH] ----------

*USE-STLD, BUOYANCY
*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P
    1, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   20.655,
    2, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6549,
    3, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6547,
    4, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6544,
    5, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6541,
    6, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6538,
    7, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6535,
    8, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6532,
    9, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6529,
   10, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6526,
   11, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6526,
   12, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6525,
   13, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6524,
   14, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6524,
   15, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6521,
   16, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6518,
   17, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6515,     1,  20.6512,     0,     0,     0,     0
   18, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6512,     1,  20.6509,     0,     0,     0,     0
   19, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6509,     1,  20.6506,     0,     0,     0,     0
   20, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6506,     1,  20.6503,     0,     0,     0,     0
   21, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6503,     1,  20.6502,     0,     0,     0,     0
   22, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6502,     1,  20.6501,     0,     0,     0,     0
   23, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6501,     1,    20.65,     0,     0,     0,     0
    1,        5,     0,     0,     0,     0
; End of data for load case [BUOYANCY] ----------

*USE-STLD, TEMPPLUS
    1,       -5,     0,     0,     0,     0
*VERSION
5.3.0

*ELTEMPER
; ELEM_LIST, TEMPER, GROUP
   24,       10,
   25,       10,
   26,       10,
   27,       10,
   28,       10,
   29,       10,
   30,       10,
   31,       10,
   32,       10,
   33,       10,
    1, -24.4184,     0,     0,     0,     0
; End of data for load case [TEMPPLUS] ----------

    1,  -5.9562,     0,     0,     0,     0
*USE-STLD, TEMPMINU
    1,   -0.575,     0,     0,     0,     0
*VERSION
5.3.0

*ELTEMPER
; ELEM_LIST, TEMPER, GROUP
   24,      -10,
   25,      -10,
   26,      -10,
   27,      -10,
   28,      -10,
   29,      -10,
   30,      -10,
   31,      -10,
   32,      -10,
   33,      -10,
    1,  -17.825,     0,     0,     0,     0
; End of data for load case [TEMPMINU] ----------

0.592,    -10.5,     0,     0,     0,     0
*USE-STLD, SHRINK
0.046,    -5.75,     0,     0,     0,     0
*VERSION
5.3.0

*ELTEMPER
; ELEM_LIST, TEMPER, GROUP
   24,      -15,
   25,      -15,
   26,      -15,
   27,      -15,
   28,      -15,
   29,      -15,
   30,      -15,
   31,      -15,
   32,      -15,
   33,      -15,

; End of data for load case [SHRINK] ----------

*VERSION
4.3.2

*LOADCOMB
; NAME=NAME, KIND, bACTIVE, iTYPE, DESC  ; line 1
;       ANAL1, LCNAME1, FACT1, ...        ; from line 2
    1, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   20.655,
    2, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6549,
    3, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6547, NAME=ULO1, GEN, YES, 0,
    4, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6544,      ST,   SW,   1.4
    5, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6541, NAME=ULO2, GEN, YES, 0,
    6, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6538,      ST,   SW,   1.2
    7, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6535,      ST,   LIVEAH,   1.6
    8, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6532,      ST,   SOILB,   1.6
    9, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6529,      ST,   TEMPPLUS,   1.2
   10, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6526,      ST,   SHRINK,   1.2
   11, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6526, NAME=ULO3, GEN, YES, 0,
   12, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6525,      ST,   SW,   1.2
   13, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6524,      ST,   LIVEAH,   1.6
   14, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6524,      ST,   SOILB,   1.6
   15, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6521,      ST,   TEMPMINU,   1.2
   16, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6518,      ST,   SHRINK,   1.2
```

```
NAME=UL04, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
NAME=UL05, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAH,   0.8
     ST,   SOILB,   0.8
     ST,   TEMPPLUS,   1.2
     ST,   SHRINK,   1.2
NAME=UL06, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAH,   0.8
     ST,   SOILB,   0.8
     ST,   TEMPMINU,   1.2
     ST,   SHRINK,   1.2
NAME=UL07, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILB,   1.6
NAME=UL08, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILB,   0.8
NAME=UL09, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAH,   1.6
     ST,   SOILBW,   1.6
     ST,   WATERH,   1.6
     ST,   BUOYANCY,   1.2
     ST,   TEMPPLUS,   1.2
     ST,   SHRINK,   1.2
NAME=UL10, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAH,   1.6
     ST,   SOILBW,   1.6
     ST,   WATERH,   1.6
     ST,   BUOYANCY,   1.2
     ST,   TEMPMINU,   1.2
     ST,   SHRINK,   1.2
NAME=UL11, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAH,   0.8
     ST,   SOILBW,   0.8
     ST,   WATERH,   0.8
     ST,   BUOYANCY,   1.2
     ST,   TEMPPLUS,   1.2
     ST,   SHRINK,   1.2
NAME=UL12, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAH,   0.8
     ST,   SOILBW,   0.8
     ST,   WATERH,   0.8
     ST,   BUOYANCY,   1.2
     ST,   TEMPMINU,   1.2
     ST,   SHRINK,   1.2
NAME=UL13, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILBW,   1.6
     ST,   WATERH,   1.6
NAME=UL14, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILBW,   0.8
     ST,   WATERH,   0.8
NAME=SV01, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
NAME=SV02, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   LIVEAH,   1
     ST,   SOILB,   1
     ST,   TEMPPLUS,   1
     ST,   SHRINK,   1
NAME=SV03, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   LIVEAH,   1
     ST,   SOILB,   1
     ST,   TEMPMINU,   1
     ST,   SHRINK,   1
NAME=SV04, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
NAME=SV05, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   LIVEAH,   0.5
     ST,   SOILB,   0.5
     ST,   TEMPPLUS,   1
     ST,   SHRINK,   1
NAME=SV06, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   LIVEAH,   0.5
     ST,   SOILB,   0.5
     ST,   TEMPMINU,   1
     ST,   SHRINK,   1
NAME=SV07, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   SOILB,   1
NAME=SV08, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   SOILB,   0.5
NAME=SV09, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   LIVEAH,   1
     ST,   SOILBW,   1
     ST,   WATERH,   1
     ST,   BUOYANCY,   1
     ST,   TEMPPLUS,   1
     ST,   SHRINK,   1
NAME=SV10, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   LIVEAH,   1
     ST,   SOILBW,   1
     ST,   WATERH,   1
     ST,   BUOYANCY,   1
     ST,   TEMPMINU,   1
     ST,   SHRINK,   1
NAME=SV11, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   LIVEAH,   0.5
     ST,   SOILBW,   0.5
     ST,   WATERH,   0.5
     ST,   BUOYANCY,   1
     ST,   TEMPPLUS,   1
     ST,   SHRINK,   1
NAME=SV12, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   LIVEAH,   0.5
     ST,   SOILBW,   0.5
     ST,   WATERH,   0.5
     ST,   BUOYANCY,   1
     ST,   TEMPMINU,   1
     ST,   SHRINK,   1
NAME=SV13, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   SOILBW,   1
     ST,   WATERH,   1
NAME=SV14, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   SOILBW,   0.5
     ST,   WATERH,   0.5
NAME=ENVUSE, GEN, YES, 1,
     CB,   SV01,   1
     CB,   SV02,   1
     CB,   SV03,   1
     CB,   SV04,   1
     CB,   SV05,   1
     CB,   SV06,   1
     CB,   SV07,   1
     CB,   SV08,   1
     CB,   SV09,   1
     CB,   SV10,   1
     CB,   SV11,   1
     CB,   SV12,   1
     CB,   SV13,   1
     CB,   SV14,   1
NAME=ENVULT, GEN, YES, 1,
     CB,   UL01,   1
     CB,   UL02,   1
     CB,   UL03,   1
     CB,   UL04,   1
     CB,   UL05,   1
     CB,   UL06,   1
     CB,   UL07,   1
     CB,   UL08,   1
     CB,   UL09,   1
     CB,   UL10,   1
     CB,   UL11,   1
     CB,   UL12,   1
     CB,   UL13,   1
     CB,   UL14,   1

*VERSION
4.3.0

*ENDDATA
```

16. INPUT DATA (기능수행)

```
;------------------------------------------------------
; ACulvert MIDAS Civil 데이터파일 : 내진(기능)
;------------------------------------------------------

*VERSION
4.3.0

*UNIT
;  FORCE, LENGTH
KN, M

*STRUCTYPE
;  iSTYP, iSMAS, GRAV, TEMPER, bALIGNBEAM, bALIGNSLAB
   1,   1,   9.806,   0.0,    NO,   NO

*NODE
;  iNO, X, Y, Z
    1,       0.000,       0.000,       0.000
    2,       0.450,       0.000,       0.000
    3,       1.053,       0.000,       0.000
    4,       2.106,       0.000,       0.000
    5,       3.159,       0.000,       0.000
    6,       4.212,       0.000,       0.000
    7,       5.265,       0.000,       0.000
    8,       6.318,       0.000,       0.000
    9,       7.371,       0.000,       0.000
   10,       8.424,       0.000,       0.000
   11,       8.650,       0.000,       0.000
   12,       8.950,       0.000,       0.000
   13,       9.250,       0.000,       0.000
   14,       9.476,       0.000,       0.000
   15,      10.529,       0.000,       0.000
   16,      11.582,       0.000,       0.000
   17,      12.635,       0.000,       0.000
   18,      13.688,       0.000,       0.000
   19,      14.741,       0.000,       0.000
   20,      15.794,       0.000,       0.000
   21,      16.847,       0.000,       0.000
   22,      17.050,       0.000,       0.000
   23,      17.450,       0.000,       0.000
   24,      17.900,       0.000,       0.000
   25,      17.900,       0.000,       0.400
   26,      17.900,       0.000,       1.172
   27,      17.900,       0.000,       2.343
   28,      17.900,       0.000,       2.815
   29,      17.900,       0.000,       3.515
   30,       0.000,       0.000,       3.515
   31,       0.000,       0.000,       2.815
   32,       0.000,       0.000,       2.343
   33,       0.000,       0.000,       1.172
   34,       0.000,       0.000,       0.400

*ELEMENT
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, ANGLE, iSUB, EXVAL
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, iN3, iN4, iSUB, iWID
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, iN3, iN4, iN5, iN6, iN
    1,       BEAM,    1,    1,     1,     2,  180.000
    2,       BEAM,    1,    3,     2,     3,  180.000
    3,       BEAM,    1,    1,     3,     4,  180.000
    4,       BEAM,    1,    1,     4,     5,  180.000
    5,       BEAM,    1,    1,     5,     6,  180.000
    6,       BEAM,    1,    1,     6,     7,  180.000
    7,       BEAM,    1,    1,     7,     8,  180.000
    8,       BEAM,    1,    1,     8,     9,  180.000
    9,       BEAM,    1,    1,     9,    10,  180.000
   10,       BEAM,    1,    4,    10,    11,  180.000
   11,       BEAM,    1,    3,    11,    12,  180.000
   12,       BEAM,    1,    4,    12,    13,  180.000
   13,       BEAM,    1,    3,    13,    14,  180.000
   14,       BEAM,    1,    1,    14,    15,  180.000
   15,       BEAM,    1,    1,    15,    16,  180.000
   16,       BEAM,    1,    1,    16,    17,  180.000
   17,       BEAM,    1,    1,    17,    18,  180.000
   18,       BEAM,    1,    1,    18,    19,  180.000
   19,       BEAM,    1,    1,    19,    20,  180.000
   20,       BEAM,    1,    1,    20,    21,  180.000
   21,       BEAM,    1,    1,    21,    22,  180.000
   22,       BEAM,    1,    2,    22,    23,  180.000
   23,       BEAM,    1,    1,    23,    24,  180.000
   24,       BEAM,    1,    2,    24,    25,  0.000
   25,       BEAM,    1,    2,    25,    26,  0.000
   26,       BEAM,    1,    2,    26,    27,  0.000
   27,       BEAM,    1,    2,    27,    28,  0.000
   28,       BEAM,    1,    2,    28,    29,  0.000
   29,       BEAM,    1,    2,    30,    31,  180.000
   30,       BEAM,    1,    2,    31,    32,  180.000
   31,       BEAM,    1,    2,    32,    33,  180.000
   32,       BEAM,    1,    2,    33,    34,  180.000
   33,       BEAM,    1,    2,    34,     1,  180.000

*MATERIAL
; iMAT, TYPE, MNAME, [DATA]          ; STEEL, CONC, USER
; iMAT, TYPE, MNAME, [DATA], [DATA]  ; SRC
; [DATA] : 1, DB, NAME or 2, ELAST, POISN, THERMAL, DEN
    1,       USER,       Mat1,   2,  2.6702e+007, 0.167,    9.99e-006,    25

*SECTION
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, [DATA]                          ; DB/USER
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, BLT, D1, D2, D3, D4, D5, D6     ; 1st line - VALUE
;       AREA, ASY, ASZ, IXX, IYY, IZZ                       ; 2nd line
;       CYP, CYM, CZP, CZM, QYB, QZB, PERI                  ; 3rd line
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, iREPLACE, ELAST, DEN, POIS, POIC ; 1st line - SRC
;       D1, D2, [DATA]                                      ; 2nd line
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, 1, DB, NAME1, NAME2, D1, D2     ; COMBINED
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, 2, D11, D12, D13, D14, D15, D21, D22, D23, D24
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, iYVAR, iZVAR, STYPE             ; 1st line - TAPERED
;       DB, NAME1, NAME2                                    ; 2nd line(STYPE=DB)
;       [DIM1], [DIM2]                                      ; 2nd line(STYPE=USER)
;       D11, D12, D13, D14, D15, D16                        ; 2nd line(STYPE=VALUE)
;            AREA1, ASY1, ASZ1, IXX1, IYY1, IZZ1            ; 3rd line(STYPE=VALUE)
;            CYP1, CYM1, CZP1, CZM1, QYB1, QZB1, PERI1      ; 4th line(STYPE=VALUE)
;       D21, D22, D23, D24, D25, D26                        ; 5th line(STYPE=VALUE)
;            AREA2, ASY2, ASZ2, IXX2, IYY2, IZZ2            ; 6th line(STYPE=VALUE)
;            CYP2, CYM2, CZP2, CZM2, QYB2, QZB2, PERI2      ; 7th line(STYPE=VALUE)
; iSEC, TYPE, SNAME, STYPE1, STYPE2                         ; 1st line - CONSTRUCT
;       SHAPE, ...(same with other type data from shape)    ; Before (STYPE1)
;       SHAPE, ...(same with other type data from shape)    ; After  (STYPE2)
; [DATA] : 1, DB, NAME or 2, D1, D2, D3, D4, D5, D6
; [DIM1], [DIM2] : D1, D2, D3, D4, D5, D6
    1,     DBUSER,  Sec1,   SB,   2,  0.6,  1
    2,     DBUSER,  Sec2,   SB,   2,  0.4,  1
    3,     TAPERED, Sec3,    SB,   1,   1, USER
           0.4, 1, 0, 0, 0, 0, 0.6, 1, 0, 0, 0, 0
    4,     TAPERED, Sec4,    SB,   1,   1, USER
           0.6, 1, 0, 0, 0, 0, 0.4, 1, 0, 0, 0, 0

*VERSION
4.3.0

*SPRING
; NODE_LIST, SDX, SDY, SDZ, SRX, SRY, SRZ
    1,     28932.4,          0,     6212.79,          0,          0,          0
    3,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    4,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    5,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    6,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    7,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    8,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    9,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   10,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   14,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   15,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   16,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   17,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   18,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   19,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   20,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   21,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   24,     28932.4,          0,     6212.79,          0,          0,          0
   26,     38268.1,          0,       12756,          0,          0,          0
   27,     38268.1,          0,       12756,          0,          0,          0
   32,     38268.1,          0,       12756,          0,          0,          0
   33,     38268.1,          0,       12756,          0,          0,          0

*OFFSET
; ELEM_LIST, TYPE, RGDXi, RGDYi, RGDZi, RGDXj, RGDYj, RGDZj
; ELEM_LIST, TYPE, RGDi, RGDj
    1,    ELEMENT, 0.15,    0
   23,    ELEMENT,    0, 0.15
   24,    ELEMENT, 0.35,    0
   33,    ELEMENT,    0, 0.35

*STLDCASE
; LCNAME, LCTYPE, DESC
SW,  USER
LIVEAHE,  USER
SOILLE2,  USER
SOILLWE2,  USER
SOILRE2,  USER
SOILRWE2,  USER
WATERH,  USER
BUOYANCY,  USER
FUNINER,  USER
FUNINER2,  USER

*USE-STLD, SW
```

```
*SELFWEIGHT, 0, 0, -1

; End of data for load case [SW] ----------

*USE-STLD, LIVEAHE

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.928,        5,
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5,
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5,
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5,
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5,
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5,
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5,
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5,
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5,

; End of data for load case [LIVEAHE] ----------

*USE-STLD, SOILLE2

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  18.1709,
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  12.7165,
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   4.4349,
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   0.4321,
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.953,    4.278,
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.928,        0,

; End of data for load case [SOILLE2] ----------

*USE-STLD, SOILLWE2

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  13.2637,
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  10.3929,
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   4.4349,
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.408,    7.812,
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   0.4321,
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.953,    4.278,
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.928,        0,

; End of data for load case [SOILLWE2] ----------

*USE-STLD, SOILRE2

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -20.9945,
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -18.1673,
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -12.713,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -4.4314,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.046,   -4.278,
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -0.4278,

; End of data for load case [SOILRE2] ----------

*USE-STLD, SOILRWE2

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -14.7498,
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -13.2618,
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -10.3911,
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.592,   -7.812,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -4.4314,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.046,   -4.278,
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -0.4278,

; End of data for load case [SOILRWE2] ----------

*USE-STLD, WATERH

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.408,        0,
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    6.938,
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   14.655,
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -18.65,
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -14.65,
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -6.933,

; End of data for load case [WATERH] ----------

*USE-STLD, BUOYANCY

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
    1, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   20.655,     1,  20.6549,     0,     0,     0,     0
    2, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6549,     1,  20.6547,     0,     0,     0,     0
    3, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6547,     1,  20.6544,     0,     0,     0,     0
    4, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6544,     1,  20.6541,     0,     0,     0,     0
    5, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6541,     1,  20.6538,     0,     0,     0,     0
    6, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6538,     1,  20.6535,     0,     0,     0,     0
    7, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6535,     1,  20.6532,     0,     0,     0,     0
    8, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6532,     1,  20.6529,     0,     0,     0,     0
    9, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6529,     1,  20.6526,     0,     0,     0,     0
   10, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6526,     1,  20.6526,     0,     0,     0,     0
   11, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6526,     1,  20.6525,     0,     0,     0,     0
   12, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6525,     1,  20.6524,     0,     0,     0,     0
   13, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6524,     1,  20.6524,     0,     0,     0,     0
   14, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6524,     1,  20.6521,     0,     0,     0,     0
   15, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6521,     1,  20.6518,     0,     0,     0,     0
   16, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6518,     1,  20.6515,     0,     0,     0,     0
   17, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6515,     1,  20.6512,     0,     0,     0,     0
   18, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6512,     1,  20.6509,     0,     0,     0,     0
   19, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6509,     1,  20.6506,     0,     0,     0,     0
   20, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6506,     1,  20.6503,     0,     0,     0,     0
   21, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6503,     1,  20.6502,     0,     0,     0,     0
   22, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6502,     1,  20.6501,     0,     0,     0,     0
   23, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6501,     1,    20.65,     0,     0,     0,     0
    1,  20.9981,     0,     0,     0,     0
; End of data for load case [BUOYANCY] ----------
    1,  12.7165,     0,     0,     0,     0
*USE-STLD, FUNINER
    1,   4.4349,     0,     0,     0,     0
*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,     1,     0.63,     0,     0,     0,     0
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,     1,     0.63,     0,     0,     0,     0
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,     1,     0.63,     0,     0,     0,     0
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,     1,     0.63,     0,     0,     0,     0
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,     1,     0.63,     0,     0,     0,     0
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,     1,     0.63,     0,     0,     0,     0
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,     1,     0.63,     0,     0,     0,     0
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,     1,     0.63,     0,     0,     0,     0
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,     1,     0.63,     0,     0,     0,     0
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,     1,     0.63,     0,     0,     0,     0
    1, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
    2, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
    3, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
    4, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
    5, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
    6, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
    7, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
    8, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
    9, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   10, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   11, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   12, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   13, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   14, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   15, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   16, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   17, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   18, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   19, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   20, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   21, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   22, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   23, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,     1,    0.945,     0,     0,     0,     0
    1, -13.2618,     0,     0,     0,     0
; End of data for load case [FUNINER] ----------
    1,  -7.812,     0,     0,     0,     0
*USE-STLD, FUNINER2
    1,  -4.278,     0,     0,     0,     0
*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63,     1,    -0.63,     0,     0,     0,     0
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63,     1,    -0.63,     0,     0,     0,     0
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63,     1,    -0.63,     0,     0,     0,     0
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63,     1,    -0.63,     0,     0,     0,     0
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63,     1,    -0.63,     0,     0,     0,     0
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63,     1,    -0.63,     0,     0,     0,     0
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63,     1,    -0.63,     0,     0,     0,     0
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63,     1,    -0.63,     0,     0,     0,     0
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63,     1,    -0.63,     0,     0,     0,     0
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63,     1,    -0.63,     0,     0,     0,     0
    1, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945,     1,   -0.945,     0,     0,     0,     0
    2, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945,     1,   -0.945,     0,     0,     0,     0
    3, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945,     1,   -0.945,     0,     0,     0,     0
    4, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945,     1,   -0.945,     0,     0,     0,     0
    5, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945,     1,   -0.945,     0,     0,     0,     0
    6, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945,     1,   -0.945,     0,     0,     0,     0
    7, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945,     1,   -0.945,     0,     0,     0,     0
```

```
    8, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945, NAME=UE14, GEN, YES, 0,
    9, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945,      ST,   SW,   0.9
   10, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945,      ST,   SOILRWE2,   1
   11, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945,      ST,   WATERH,   1
   12, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945,      ST,   FUNINER2,   1
   13, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945, NAME=UE15, GEN, YES, 0,
   14, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945,      ST,   SW,   0.9
   15, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945,      ST,   SOILLWE2,   0.5
   16, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945,      ST,   WATERH,   0.5
   17, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945,      ST,   FUNINER,   1
   18, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945, NAME=UE16, GEN, YES, 0,
   19, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945,      ST,   SW,   0.9
   20, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945,      ST,   SOILRWE2,   0.5
   21, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945,      ST,   WATERH,   0.5
   22, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945,      ST,   FUNINER2,   1
   23, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945, NAME=ENVEQ, GEN, YES, 1,
                                                            CB,   UE01,   1
; End of data for load case [FUNINER2] ------------------     CB,   UE02,   1
                                                            CB,   UE03,   1
*VERSION                                                    CB,   UE04,   1
4.3.2                                                       CB,   UE05,   1
                                                            CB,   UE06,   1
*LOADCOMB                                                   CB,   UE07,   1
; NAME=NAME, KIND, bACTIVE, iTYPE, DESC  ; line 1           CB,   UE08,   1
;      ANAL1, LCNAME1, FACT1, ...        ; from line 2      CB,   UE09,   1
NAME=UE01, GEN, YES, 0,                                     CB,   UE10,   1
     ST,   SW,   1.2                                        CB,   UE11,   1
     ST,   LIVEAHE,   1                                     CB,   UE12,   1
     ST,   SOILLE2,   1                                     CB,   UE13,   1
     ST,   FUNINER,   1                                     CB,   UE14,   1
NAME=UE02, GEN, YES, 0,                                     CB,   UE15,   1
     ST,   SW,   1.2                                        CB,   UE16,   1
     ST,   LIVEAHE,   1
     ST,   SOILRE2,   1                             *VERSION
     ST,   FUNINER2,   1                            4.3.0
NAME=UE03, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2                                *ENDDATA
     ST,   LIVEAHE,   0.5
     ST,   SOILLE2,   0.5
     ST,   FUNINER,   1
NAME=UE04, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAHE,   0.5
     ST,   SOILRE2,   0.5
     ST,   FUNINER2,   1
NAME=UE05, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILLE2,   1
     ST,   FUNINER,   1
NAME=UE06, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILRE2,   1
     ST,   FUNINER2,   1
NAME=UE07, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILLE2,   0.5
     ST,   FUNINER,   1
NAME=UE08, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILRE2,   0.5
     ST,   FUNINER2,   1
NAME=UE09, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAHE,   1
     ST,   SOILLWE2,   1
     ST,   WATERH,   1
     ST,   FUNINER,   1
NAME=UE10, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAHE,   1
     ST,   SOILRWE2,   1
     ST,   WATERH,   1
     ST,   FUNINER2,   1
NAME=UE11, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAHE,   0.5
     ST,   SOILLWE2,   0.5
     ST,   WATERH,   0.5
     ST,   FUNINER,   1
NAME=UE12, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAHE,   0.5
     ST,   SOILRWE2,   0.5
     ST,   WATERH,   0.5
     ST,   FUNINER2,   1
NAME=UE13, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILLWE2,   1
     ST,   WATERH,   1
     ST,   FUNINER,   1
```

17. INPUT DATA (붕괴방지)

```
;------------------------------------------------------
; ACulvert MIDAS Civil 데이터파일 : 내진(붕괴)
;------------------------------------------------------

*VERSION
4.3.0

*UNIT
;  FORCE, LENGTH
KN, M

*STRUCTYPE
;  iSTYP, iSMAS, GRAV, TEMPER, bALIGNBEAM, bALIGNSLAB
   1,   1,   9.806,   0.0,    NO,   NO

*NODE
;  iNO, X, Y, Z
    1,       0.000,       0.000,       0.000
    2,       0.450,       0.000,       0.000
    3,       1.053,       0.000,       0.000
    4,       2.106,       0.000,       0.000
    5,       3.159,       0.000,       0.000
    6,       4.212,       0.000,       0.000
    7,       5.265,       0.000,       0.000
    8,       6.318,       0.000,       0.000
    9,       7.371,       0.000,       0.000
   10,       8.424,       0.000,       0.000
   11,       8.650,       0.000,       0.000
   12,       8.950,       0.000,       0.000
   13,       9.250,       0.000,       0.000
   14,       9.476,       0.000,       0.000
   15,      10.529,       0.000,       0.000
   16,      11.582,       0.000,       0.000
   17,      12.635,       0.000,       0.000
   18,      13.688,       0.000,       0.000
   19,      14.741,       0.000,       0.000
   20,      15.794,       0.000,       0.000
   21,      16.847,       0.000,       0.000
   22,      17.050,       0.000,       0.000
   23,      17.450,       0.000,       0.000
   24,      17.900,       0.000,       0.000
   25,      17.900,       0.000,       0.400
   26,      17.900,       0.000,       1.172
   27,      17.900,       0.000,       2.343
   28,      17.900,       0.000,       2.815
   29,      17.900,       0.000,       3.515
   30,       0.000,       0.000,       3.515
   31,       0.000,       0.000,       2.815
   32,       0.000,       0.000,       2.343
   33,       0.000,       0.000,       1.172
   34,       0.000,       0.000,       0.400

*ELEMENT
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, ANGLE, iSUB, EXVAL
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, iN3, iN4, iSUB, iWID
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, iN3, iN4, iN5, iN6, i
    1,       BEAM,    1,    1,    1,    2,  180.000
    2,       BEAM,    1,    3,    2,    3,  180.000
    3,       BEAM,    1,    1,    3,    4,  180.000
    4,       BEAM,    1,    1,    4,    5,  180.000
    5,       BEAM,    1,    1,    5,    6,  180.000
    6,       BEAM,    1,    1,    6,    7,  180.000
    7,       BEAM,    1,    1,    7,    8,  180.000
    8,       BEAM,    1,    1,    8,    9,  180.000
    9,       BEAM,    1,    1,    9,   10,  180.000
   10,       BEAM,    1,    4,   10,   11,  180.000
   11,       BEAM,    1,    3,   11,   12,  180.000
   12,       BEAM,    1,    4,   12,   13,  180.000
   13,       BEAM,    1,    3,   13,   14,  180.000
   14,       BEAM,    1,    1,   14,   15,  180.000
   15,       BEAM,    1,    1,   15,   16,  180.000
   16,       BEAM,    1,    1,   16,   17,  180.000
   17,       BEAM,    1,    1,   17,   18,  180.000
   18,       BEAM,    1,    1,   18,   19,  180.000
   19,       BEAM,    1,    1,   19,   20,  180.000
   20,       BEAM,    1,    1,   20,   21,  180.000
   21,       BEAM,    1,    1,   21,   22,  180.000
   22,       BEAM,    1,    2,   22,   23,  180.000
   23,       BEAM,    1,    1,   23,   24,  180.000
   24,       BEAM,    1,    2,   24,   25,  0.000
   25,       BEAM,    1,    2,   25,   26,  0.000
   26,       BEAM,    1,    2,   26,   27,  0.000
   27,       BEAM,    1,    2,   27,   28,  0.000
   28,       BEAM,    1,    2,   28,   29,  0.000
   29,       BEAM,    1,    2,   30,   31,  180.000
   30,       BEAM,    1,    2,   31,   32,  180.000
   31,       BEAM,    1,    2,   32,   33,  180.000
   32,       BEAM,    1,    2,   33,   34,  180.000
   33,       BEAM,    1,    2,   34,    1,  180.000
*MATERIAL
; iMAT, TYPE, MNAME, [DATA]          ; STEEL, CONC, USER
; iMAT, TYPE, MNAME, [DATA], [DATA]  ; SRC
; [DATA] : 1, DB, NAME or 2, ELAST, POISN, THERMAL, DEN
    1,       USER,       Mat1,   2,  2.6702e+007, 0.167,    9.99e-006,    25

*SECTION
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, [DATA]                          ; DB/USER
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, BLT, D1, D2, D3, D4, D5, D6     ; 1st line - VALUE
;       AREA, ASY, ASZ, IXX, IYY, IZZ                       ; 2nd line
;       CYP, CYM, CZP, CZM, QYB, QZB, PERI                  ; 3rd line
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, iREPLACE, ELAST, DEN, POIS, POIC ; 1st line - SRC
;       D1, D2, [DATA]                                      ; 2nd line
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, 1, DB, NAME1, NAME2, D1, D2     ; COMBINED
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, 2, D11, D12, D13, D14, D15, D21, D22, D23, D24
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, iYVAR, iZVAR, STYPE             ; 1st line - TAPERED
;       DB, NAME1, NAME2                                    ; 2nd line(STYPE=DB)
;       [DIM1], [DIM2]                                      ; 2nd line(STYPE=USER)
;       D11, D12, D13, D14, D15, D16                        ; 2nd line(STYPE=VALUE)
;            AREA1, ASY1, ASZ1, IXX1, IYY1, IZZ1            ; 3rd line(STYPE=VALUE)
;            CYP1, CYM1, CZP1, CZM1, QYB1, QZB1, PERI1      ; 4th line(STYPE=VALUE)
;       D21, D22, D23, D24, D25, D26                        ; 5th line(STYPE=VALUE)
;            AREA2, ASY2, ASZ2, IXX2, IYY2, IZZ2            ; 6th line(STYPE=VALUE)
;            CYP2, CYM2, CZP2, CZM2, QYB2, QZB2, PERI2      ; 7th line(STYPE=VALUE)
; iSEC, TYPE, SNAME, STYPE1, STYPE2                         ; 1st line - CONSTRUCT
;       SHAPE, ...(same with other type data from shape)    ; Before (STYPE1)
;       SHAPE, ...(same with other type data from shape)    ; After  (STYPE2)
; [DATA] : 1, DB, NAME or 2, D1, D2, D3, D4, D5, D6
; [DIM1], [DIM2] : D1, D2, D3, D4, D5, D6
    1,     DBUSER,  Sec1,   SB,   2,  0.6,  1
    2,     DBUSER,  Sec2,   SB,   2,  0.4,  1
    3,     TAPERED, Sec3,    SB,   1,   1, USER
           0.4, 1, 0, 0, 0, 0, 0.6, 1, 0, 0, 0, 0
    4,     TAPERED, Sec4,    SB,   1,   1, USER
           0.6, 1, 0, 0, 0, 0, 0.4, 1, 0, 0, 0, 0

*VERSION
4.3.0

*SPRING
; NODE_LIST, SDX, SDY, SDZ, SRX, SRY, SRZ
    1,     28932.4,          0,     6212.79,          0,          0,          0
    3,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    4,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    5,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    6,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    7,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    8,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    9,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   10,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   14,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   15,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   16,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   17,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   18,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   19,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   20,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   21,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   24,     28932.4,          0,     6212.79,          0,          0,          0
   26,     38268.1,          0,       12756,          0,          0,          0
   27,     38268.1,          0,       12756,          0,          0,          0
   32,     38268.1,          0,       12756,          0,          0,          0
   33,     38268.1,          0,       12756,          0,          0,          0

*OFFSET
; ELEM_LIST, TYPE, RGDXi, RGDYi, RGDZi, RGDXj, RGDYj, RGDZj
; ELEM_LIST, TYPE, RGDi, RGDj
    1,    ELEMENT, 0.15,    0
   23,    ELEMENT,    0, 0.15
   24,    ELEMENT, 0.35,    0
   33,    ELEMENT,    0, 0.35

*STLDCASE
; LCNAME, LCTYPE, DESC
SW,  USER
LIVEAHE,  USER
SOILLE,  USER
SOILLWE,  USER
SOILRE,  USER
SOILRWE,  USER
WATERH,  USER
BUOYANCY,  USER
COLINER,  USER
COLINER2,  USER

*USE-STLD, SW
```

```
*SELFWEIGHT, 0, 0, -1

; End of data for load case [SW] ------------------------

*USE-STLD, LIVEAHE

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3,
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.928,        5
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5

; End of data for load case [LIVEAHE] ------------------

*USE-STLD, SOILLE

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3,
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   21.297,
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  14.9043
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   5.1979,
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   0.5064
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.953,    5.014,
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.928,        0

; End of data for load case [SOILLE] -------------------

*USE-STLD, SOILLWE

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3,
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  15.5456
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   12.181
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   5.1979
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.408,     9.156
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   0.5064
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.953,    5.014
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.928,        0

; End of data for load case [SOILLWE] ------------------

*USE-STLD, SOILRE

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3,
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -24.6065
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -21.2929
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -14.9001
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -5.1938
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.046,    -5.014
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -0.5014

; End of data for load case [SOILRE] -------------------

*USE-STLD, SOILRWE

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3,
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -17.2874,
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -15.5434
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -12.1788, 0.592,   -9.156
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.592,   -9.156
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -5.1938, 0.046,   -5.014
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.046,    -5.014
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -0.5014

; End of data for load case [SOILRWE] ------------------

*USE-STLD, WATERH

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3,
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.408,        0
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    6.938
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   14.655
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -18.65
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -14.65
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -6.933

; End of data for load case [WATERH] -------------------

*USE-STLD, BUOYANCY

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
   1, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   20.655,     1,  20.6549,     0,     0,     0,     0
   2, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6549,     1,  20.6547,     0,     0,     0,     0
   3, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6547,     1,  20.6544,     0,     0,     0,     0
   4, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6544,     1,  20.6541,     0,     0,     0,     0
   5, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6541,     1,  20.6538,     0,     0,     0,     0
   6, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6538,     1,  20.6535,     0,     0,     0,     0
   7, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6535,     1,  20.6532,     0,     0,     0,     0
   8, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6532,     1,  20.6529,     0,     0,     0,     0
   9, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6529,     1,  20.6526,     0,     0,     0,     0
  10, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6526,     1,  20.6526,     0,     0,     0,     0
  11, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6526,     1,  20.6525,     0,     0,     0,     0
  12, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6525,     1,  20.6524,     0,     0,     0,     0
  13, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6524,     1,  20.6524,     0,     0,     0,     0
  14, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6524,     1,  20.6521,     0,     0,     0,     0
  15, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6521,     1,  20.6518,     0,     0,     0,     0
  16, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6518,     1,  20.6515,     0,     0,     0,     0
  17, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6515,     1,  20.6512,     0,     0,     0,     0
  18, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6512,     1,  20.6509,     0,     0,     0,     0
  19, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6509,     1,  20.6506,     0,     0,     0,     0
  20, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6506,     1,  20.6503,     0,     0,     0,     0
  21, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6503,     1,  20.6502,     0,     0,     0,     0
  22, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6502,     1,  20.6501,     0,     0,     0,     0
  23, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,  20.6501,     1,    20.65,     0,     0,     0,     0

; End of data for load case [BUOYANCY] -------------------------

*USE-STLD, COLINER

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
  29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     1.54,     1,     1.54,     0,     0,     0,     0
  30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     1.54,     1,     1.54,     0,     0,     0,     0
  31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     1.54,     1,     1.54,     0,     0,     0,     0
  32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     1.54,     1,     1.54,     0,     0,     0,     0
  33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     1.54,     1,     1.54,     0,     0,     0,     0
  24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     1.54,     1,     1.54,     0,     0,     0,     0
  25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     1.54,     1,     1.54,     0,     0,     0,     0
  26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     1.54,     1,     1.54,     0,     0,     0,     0
  27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     1.54,     1,     1.54,     0,     0,     0,     0
  28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     1.54,     1,     1.54,     0,     0,     0,     0
   1, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
   2, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
   3, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
   4, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
   5, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
   6, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
   7, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
   8, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
   9, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
  10, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
  11, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
  12, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
  13, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
  14, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
  15, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
  16, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
  17, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
  18, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
  19, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
  20, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
  21, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
  22, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0
  23, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     2.31,     1,     2.31,     0,     0,     0,     0

; End of data for load case [COLINER] -------------------------

*USE-STLD, COLINER2

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
  29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,     1,    -1.54,     0,     0,     0,     0
  30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,     1,    -1.54,     0,     0,     0,     0
  31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,     1,    -1.54,     0,     0,     0,     0
  32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,     1,    -1.54,     0,     0,     0,     0
  33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,     1,    -1.54,     0,     0,     0,     0
  24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,     1,    -1.54,     0,     0,     0,     0
  25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,     1,    -1.54,     0,     0,     0,     0
  26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,     1,    -1.54,     0,     0,     0,     0
  27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,     1,    -1.54,     0,     0,     0,     0
  28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,     1,    -1.54,     0,     0,     0,     0
   1, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,     1,    -2.31,     0,     0,     0,     0
   2, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,     1,    -2.31,     0,     0,     0,     0
   3, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,     1,    -2.31,     0,     0,     0,     0
   4, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,     1,    -2.31,     0,     0,     0,     0
   5, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,     1,    -2.31,     0,     0,     0,     0
   6, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,     1,    -2.31,     0,     0,     0,     0
   7, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,     1,    -2.31,     0,     0,     0,     0
```

```
    8, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31
    9, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31
   10, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31
   11, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31
   12, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31
   13, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31
   14, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31
   15, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31
   16, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31
   17, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31
   18, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31
   19, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31
   20, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31
   21, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31
   22, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31
   23, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31

; End of data for load case [COLINER2] ------------------

*VERSION
4.3.2

*LOADCOMB
; NAME=NAME, KIND, bACTIVE, iTYPE, DESC  ; line 1
;      ANAL1, LCNAME1, FACT1, ...        ; from line 2
NAME=UE01, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAHE,   1
     ST,   SOILLE,   1
     ST,   COLINER,   1
NAME=UE02, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAHE,   1
     ST,   SOILRE,   1
     ST,   COLINER2,   1
NAME=UE03, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAHE,   0.5
     ST,   SOILLE,   0.5
     ST,   COLINER,   1
NAME=UE04, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAHE,   0.5
     ST,   SOILRE,   0.5
     ST,   COLINER2,   1
NAME=UE05, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILLE,   1
     ST,   COLINER,   1
NAME=UE06, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILRE,   1
     ST,   COLINER2,   1
NAME=UE07, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILLE,   0.5
     ST,   COLINER,   1
NAME=UE08, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILRE,   0.5
     ST,   COLINER2,   1
NAME=UE09, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAHE,   1
     ST,   SOILLWE,   1
     ST,   WATERH,   1
     ST,   COLINER,   1
NAME=UE10, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAHE,   1
     ST,   SOILRWE,   1
     ST,   WATERH,   1
     ST,   COLINER2,   1
NAME=UE11, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAHE,   0.5
     ST,   SOILLWE,   0.5
     ST,   WATERH,   0.5
     ST,   COLINER,   1
NAME=UE12, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAHE,   0.5
     ST,   SOILRWE,   0.5
     ST,   WATERH,   0.5
     ST,   COLINER2,   1
NAME=UE13, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILLWE,   1
     ST,   WATERH,   1
     ST,   COLINER,   1
NAME=UE14, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILRWE,   1
     ST,   WATERH,   1
     ST,   COLINER2,   1
NAME=UE15, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILLWE,   0.5
     ST,   WATERH,   0.5
     ST,   COLINER,   1
NAME=UE16, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILRWE,   0.5
     ST,   WATERH,   0.5
     ST,   COLINER2,   1
NAME=ENVEQ, GEN, YES, 1,
     CB,   UE01,   1
     CB,   UE02,   1
     CB,   UE03,   1
     CB,   UE04,   1
     CB,   UE05,   1
     CB,   UE06,   1
     CB,   UE07,   1
     CB,   UE08,   1
     CB,   UE09,   1
     CB,   UE10,   1
     CB,   UE11,   1
     CB,   UE12,   1
     CB,   UE13,   1
     CB,   UE14,   1
     CB,   UE15,   1
     CB,   UE16,   1

*VERSION
4.3.0

*ENDDATA
```

18. OUTPUT DATA (상시)

1) 계수하중

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVULT MAX	0.33333	0.00000	-18.00000	3.50000
1	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	-22.10000	11.80000
1	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MIN	0.33333	-104.80000	-41.00000	-101.20000
1	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	-39.00000	-89.20000
1	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	-22.10000	11.80000
2	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	-28.90000	33.50000
2	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	-39.00000	-89.20000
2	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	-42.10000	-67.70000
2	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	-4.90000	33.50000
3	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	-19.00000	51.20000
3	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	-32.60000	-67.70000
3	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	-35.70000	-37.20000
3	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	3.90000	51.20000
4	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	-10.70000	58.60000
4	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	-25.60000	-37.20000
4	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	-29.60000	-14.00000
4	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	10.20000	58.60000
5	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	-4.70000	59.60000
5	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	-19.60000	-14.00000
5	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	-24.40000	1.00000
5	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	13.50000	59.60000
6	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	-0.70000	57.00000
6	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	-14.80000	1.00000
6	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	-20.10000	9.50000
6	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	14.50000	57.00000
7	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	1.60000	53.40000
7	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	-11.20000	9.50000
7	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	-16.80000	15.40000
7	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	13.80000	53.40000
8	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	2.60000	50.50000
8	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	-8.50000	15.40000
8	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	-14.30000	19.30000
8	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	11.90000	50.50000
9	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	2.60000	49.70000
9	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	-6.60000	19.30000
9	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	-12.50000	21.70000
9	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	9.30000	49.70000
10	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	5.30000	48.00000
10	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	-5.10000	21.70000
10	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	-2.90000	20.70000
10	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	5.30000	48.00000
11	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.10000	47.20000
11	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	-2.90000	20.70000
11	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	0.00000	20.10000
11	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.10000	47.20000
12	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	3.00000	48.00000
12	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	0.00000	20.10000
12	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	-5.20000	20.70000
12	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	3.00000	48.00000
13	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	5.20000	49.60000
13	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	-5.20000	20.70000
13	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	-9.10000	21.70000
13	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	12.50000	49.60000
14	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	6.70000	50.20000
14	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	-2.50000	21.70000
14	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	-11.70000	19.20000
14	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	14.40000	50.20000
15	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	8.60000	52.90000
15	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	-2.50000	19.20000
15	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	-13.60000	15.30000
15	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	16.80000	52.90000
16	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	11.20000	56.40000
16	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	-1.50000	15.30000
16	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	-14.40000	9.30000
16	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	20.10000	56.40000
17	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	14.80000	58.90000
17	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	0.70000	9.30000
17	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	-13.40000	0.80000
17	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	24.30000	58.90000
18	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	19.60000	58.00000
18	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	4.70000	0.80000
18	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	-10.20000	-14.20000
18	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	29.50000	58.00000
19	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	25.50000	50.70000
19	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	10.60000	-14.20000
19	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	-4.10000	-37.30000
19	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	35.50000	50.70000
20	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	32.40000	33.30000
20	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	18.70000	-37.30000
20	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	4.60000	-67.60000
20	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	41.80000	33.30000
21	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	38.10000	25.40000
21	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	28.60000	-67.60000
21	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	25.80000	-74.40000
21	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	38.10000	25.40000
22	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	39.20000	11.90000
22	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	25.80000	-74.40000
22	ENVULT MIN	1.00000	-104.80000	22.20000	-89.10000
22	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	39.20000	11.90000
23	ENVULT MAX	0.66667	0.00000	41.30000	3.50000
23	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVULT MIN	0.00000	-104.80000	22.20000	-89.10000
23	ENVULT MIN	0.66667	-104.80000	18.20000	-101.10000
23	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	0.87500	-31.60000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	1.00000	-28.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MIN	0.87500	-49.20000	-81.90000	-74.80000
24	ENVULT MIN	1.00000	-43.60000	-78.90000	-70.80000
24	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.00000	-28.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	1.00000	-21.10000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MIN	0.00000	-43.60000	-78.90000	-70.80000
25	ENVULT MIN	1.00000	-32.80000	-39.70000	-25.90000
25	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	0.00000	-21.10000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	1.00000	-10.50000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MIN	0.00000	-32.80000	-39.70000	-25.90000
26	ENVULT MIN	1.00000	-16.40000	-6.70000	-1.50000
26	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVULT MAX	0.00000	-10.50000	0.00000	0.00000
27	ENVULT MAX	1.00000	-6.30000	0.00000	0.00000
27	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVULT MIN	0.00000	-16.40000	-6.70000	-1.50000
27	ENVULT MIN	1.00000	-9.80000	-0.40000	0.00000
27	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVULT MAX	0.00000	-6.30000	0.00000	0.00000
28	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVULT MIN	0.00000	-9.80000	-0.40000	0.00000
28	ENVULT MIN	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVULT MAX	1.00000	-6.30000	0.40000	0.00000
29	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVULT MIN	1.00000	-9.80000	0.00000	0.00000
29	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVULT MAX	0.00000	-6.30000	0.40000	0.00000
30	ENVULT MAX	1.00000	-10.50000	6.70000	0.00000
30	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVULT MIN	0.00000	-9.80000	0.00000	0.00000
30	ENVULT MIN	1.00000	-16.40000	0.00000	-1.50000
30	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVULT MAX	0.00000	-10.50000	6.70000	0.00000
31	ENVULT MAX	1.00000	-21.10000	39.80000	0.00000
31	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVULT MIN	0.00000	-16.40000	0.00000	-1.50000
31	ENVULT MIN	1.00000	-32.80000	0.00000	-25.90000
31	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVULT MAX	0.00000	-21.10000	39.80000	0.00000
32	ENVULT MAX	1.00000	-28.00000	78.90000	0.00000
32	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVULT MIN	0.00000	-32.80000	0.00000	-25.90000
32	ENVULT MIN	1.00000	-43.60000	0.00000	-70.80000
32	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVULT MAX	0.00000	-28.00000	78.90000	0.00000
33	ENVULT MAX	0.12500	-31.60000	81.90000	0.00000
33	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVULT MIN	0.00000	-43.60000	0.00000	-70.80000
33	ENVULT MIN	0.12500	-49.20000	0.00000	-74.90000
33	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

26	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

2) 사용하중

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVUSE MAX	0.33333	0.00000	-17.60000	2.50000
1	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	-22.10000	8.40000
1	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MIN	0.33333	-65.50000	-32.70000	-62.20000
1	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	-31.00000	-52.60000
1	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	-22.10000	8.40000
2	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	-23.80000	23.90000
2	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	-31.00000	-52.60000
2	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	-33.70000	-35.60000
2	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	-4.10000	23.90000
3	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	-14.50000	36.50000
3	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	-24.40000	-35.60000
3	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	-27.30000	-13.00000
3	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	2.80000	36.50000
4	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	-7.30000	41.90000
4	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	-18.10000	-13.00000
4	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	-21.80000	2.00000
4	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	7.30000	41.90000
5	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	-2.30000	42.60000
5	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	-13.10000	2.00000
5	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	-17.40000	11.90000
5	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	9.60000	42.60000
6	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.90000	40.70000
6	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	-9.40000	11.90000
6	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	-14.10000	18.50000
6	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	10.40000	40.70000
7	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	2.50000	38.20000
7	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	-7.00000	18.50000
7	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	-11.80000	22.60000
7	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	9.90000	38.20000
8	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	3.00000	36.10000
8	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	-5.40000	22.60000
8	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	-10.40000	25.30000
8	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	8.50000	36.10000
9	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	2.60000	35.50000
9	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	-4.60000	25.30000
9	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	-9.60000	27.10000
9	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	6.60000	35.50000
10	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	3.80000	34.30000
10	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	-4.20000	27.10000
10	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	-2.40000	25.90000
10	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	3.80000	34.30000
11	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.10000	34.60000
11	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	-2.40000	25.90000
11	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	0.00000	25.30000
11	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.10000	34.60000
12	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	2.50000	34.30000
12	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	0.00000	25.30000
12	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	-3.70000	25.90000
12	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	2.50000	34.30000
13	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	4.30000	35.40000
13	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	-3.70000	25.90000
13	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	-6.50000	27.00000
13	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	9.70000	35.40000
14	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	4.70000	35.90000
14	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	-2.50000	27.00000
14	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	-8.40000	25.10000
14	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	10.50000	35.90000
15	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	5.50000	37.80000
15	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	-2.90000	25.10000
15	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	-9.70000	22.40000
15	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	11.90000	37.80000
16	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	7.00000	40.30000
16	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	-2.40000	22.40000
16	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	-10.30000	18.20000
16	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	14.10000	40.30000
17	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	9.50000	42.10000
17	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	-0.80000	18.20000

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	-9.60000	11.60000
17	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	17.30000	42.10000
18	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	13.10000	41.40000
18	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	2.30000	11.60000
18	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	-7.30000	1.70000
18	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	21.70000	41.40000
19	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	18.00000	36.20000
19	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	7.20000	1.70000
19	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	-2.90000	-13.20000
19	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	27.10000	36.20000
20	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	24.30000	23.80000
20	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	14.20000	-13.20000
20	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	3.90000	-35.60000
20	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	33.40000	23.80000
21	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	30.40000	18.20000
21	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	23.50000	-35.60000
21	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	24.60000	-40.90000
21	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	30.40000	18.20000
22	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	31.20000	8.50000
22	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	24.60000	-40.90000
22	ENVUSE MIN	1.00000	-65.50000	22.20000	-52.50000
22	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	31.20000	8.50000
23	ENVUSE MAX	0.66667	0.00000	32.90000	2.50000
23	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MIN	0.00000	-65.50000	22.20000	-52.50000
23	ENVUSE MIN	0.66667	-65.50000	17.70000	-62.10000
23	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	0.87500	-35.10000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	1.00000	-31.10000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MIN	0.87500	-35.10000	-51.20000	-46.80000
24	ENVUSE MIN	1.00000	-31.10000	-49.30000	-44.20000
24	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.00000	-31.10000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	1.00000	-23.40000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MIN	0.00000	-31.10000	-49.30000	-44.20000
25	ENVUSE MIN	1.00000	-23.40000	-24.80000	-16.20000
25	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	0.00000	-23.40000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	1.00000	-11.70000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
26	ENVUSE MIN	0.00000	-23.40000	-24.80000	-16.20000
26	ENVUSE MIN	1.00000	-11.70000	-4.20000	-1.00000
26	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVUSE MAX	0.00000	-11.70000	0.00000	0.00000
27	ENVUSE MAX	1.00000	-7.00000	0.00000	0.00000
27	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVUSE MIN	0.00000	-11.70000	-4.20000	-1.00000
27	ENVUSE MIN	1.00000	-7.00000	-0.30000	0.00000
27	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVUSE MAX	0.00000	-7.00000	0.00000	0.00000
28	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVUSE MIN	0.00000	-7.00000	-0.30000	0.00000
28	ENVUSE MIN	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVUSE MAX	1.00000	-7.00000	0.30000	0.00000
29	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVUSE MIN	1.00000	-7.00000	0.00000	0.00000
29	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVUSE MAX	0.00000	-7.00000	0.30000	0.00000
30	ENVUSE MAX	1.00000	-11.70000	4.20000	0.00000
30	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVUSE MIN	0.00000	-7.00000	0.00000	0.00000
30	ENVUSE MIN	1.00000	-11.70000	0.00000	-1.00000
30	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVUSE MAX	0.00000	-11.70000	4.20000	0.00000
31	ENVUSE MAX	1.00000	-23.40000	24.90000	0.00000
31	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVUSE MIN	0.00000	-11.70000	0.00000	-1.00000
31	ENVUSE MIN	1.00000	-23.40000	0.00000	-16.20000
31	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MAX	0.00000	-23.40000	24.90000	0.00000
32	ENVUSE MAX	1.00000	-31.10000	49.30000	0.00000
32	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MIN	0.00000	-23.40000	0.00000	-16.20000
32	ENVUSE MIN	1.00000	-31.10000	0.00000	-44.30000
32	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MAX	0.00000	-31.10000	49.30000	0.00000
33	ENVUSE MAX	0.12500	-35.10000	51.20000	0.00000
33	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MIN	0.00000	-31.10000	0.00000	-44.30000
33	ENVUSE MIN	0.12500	-35.10000	0.00000	-46.80000
33	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

19. OUTPUT DATA (기능수행)

1) 계수하중

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVEQ MAX	0.33333	2.40000	10.70000	5.50000
1	ENVEQ MAX	1.00000	1.90000	5.30000	3.60000
1	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVEQ MIN	0.33333	-27.90000	6.10000	-12.00000
1	ENVEQ MIN	1.00000	-27.40000	2.10000	-13.40000
1	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MAX	0.00000	1.90000	5.30000	3.60000
2	ENVEQ MAX	1.00000	1.40000	-2.30000	2.80000
2	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MIN	0.00000	-27.40000	2.10000	-13.40000
2	ENVEQ MIN	1.00000	-26.90000	-6.80000	-12.30000
2	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MAX	0.00000	1.90000	12.80000	2.80000
3	ENVEQ MAX	1.00000	0.90000	-4.10000	-0.40000
3	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MIN	0.00000	-27.40000	7.60000	-12.30000
3	ENVEQ MIN	1.00000	-26.50000	-9.40000	-12.40000
3	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.00000	1.40000	10.90000	-0.40000
4	ENVEQ MAX	1.00000	0.40000	-5.50000	-2.00000
4	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.00000	-27.00000	6.40000	-12.40000
4	ENVEQ MIN	1.00000	-26.00000	-10.90000	-10.90000
4	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.00000	1.00000	9.70000	-2.00000
5	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	-6.60000	-2.60000
5	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.00000	-26.60000	5.80000	-10.90000
5	ENVEQ MIN	1.00000	-25.70000	-11.70000	-8.50000
5	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.00000	0.50000	8.90000	-2.60000
6	ENVEQ MAX	1.00000	-0.50000	-7.30000	-2.50000
6	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.00000	-26.30000	5.50000	-8.50000
6	ENVEQ MIN	1.00000	-25.30000	-11.90000	-6.00000
6	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.00000	0.10000	8.40000	-2.50000
7	ENVEQ MAX	1.00000	-0.90000	-7.70000	-1.90000
7	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.00000	-25.90000	5.50000	-6.00000
7	ENVEQ MIN	1.00000	-24.90000	-11.90000	-3.40000
7	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.00000	-0.40000	8.20000	-1.90000
8	ENVEQ MAX	1.00000	-1.40000	-8.00000	-0.70000
8	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.00000	-25.50000	5.60000	-3.40000
8	ENVEQ MIN	1.00000	-24.50000	-11.60000	-1.60000
8	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.00000	-0.90000	8.00000	-0.70000
9	ENVEQ MAX	1.00000	-1.90000	-8.10000	0.90000
9	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.00000	-25.10000	5.70000	-1.60000
9	ENVEQ MIN	1.00000	-24.30000	-11.40000	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MAX	0.00000	-1.30000	8.00000	0.90000
10	ENVEQ MAX	1.00000	-1.60000	4.60000	-0.50000
10	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.00000	-24.70000	5.80000	0.00000
10	ENVEQ MIN	1.00000	-24.50000	3.30000	-1.20000
10	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MAX	0.00000	-1.60000	4.60000	-0.50000
11	ENVEQ MAX	1.00000	-1.80000	0.10000	-1.10000
11	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.00000	-24.50000	3.30000	-1.20000
11	ENVEQ MIN	1.00000	-24.20000	-0.10000	-1.90000
11	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MAX	0.00000	-1.80000	0.10000	-1.10000
12	ENVEQ MAX	1.00000	-1.70000	-3.30000	-0.50000
12	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.00000	-24.20000	-0.10000	-1.90000
12	ENVEQ MIN	1.00000	-24.40000	-4.60000	-1.20000
12	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MAX	0.00000	-1.70000	-3.30000	-0.50000
13	ENVEQ MAX	1.00000	-1.50000	-5.80000	0.90000
13	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.00000	-24.40000	-4.60000	-1.20000
13	ENVEQ MIN	1.00000	-24.60000	-8.00000	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MAX	0.00000	-1.80000	11.40000	0.90000
14	ENVEQ MAX	1.00000	-1.00000	-5.70000	-0.70000
14	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MIN	0.00000	-24.40000	8.10000	0.00000
14	ENVEQ MIN	1.00000	-25.00000	-8.00000	-1.60000
14	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.00000	-1.50000	11.60000	-0.70000
15	ENVEQ MAX	1.00000	-0.50000	-5.60000	-2.00000
15	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.00000	-24.40000	8.00000	-1.60000
15	ENVEQ MIN	1.00000	-25.40000	-8.10000	-3.40000
15	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.00000	-1.10000	11.80000	-2.00000
16	ENVEQ MAX	1.00000	-0.10000	-5.50000	-2.60000
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.00000	-24.70000	7.70000	-3.40000
16	ENVEQ MIN	1.00000	-25.70000	-8.40000	-5.90000
16	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MAX	0.00000	-0.60000	11.80000	-2.60000
17	ENVEQ MAX	1.00000	0.40000	-5.60000	-2.80000
17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.00000	-25.10000	7.30000	-5.90000
17	ENVEQ MIN	1.00000	-26.10000	-8.90000	-8.30000
17	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.00000	-0.10000	11.50000	-2.80000
18	ENVEQ MAX	1.00000	0.90000	-5.90000	-2.20000
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.00000	-25.50000	6.60000	-8.30000
18	ENVEQ MIN	1.00000	-26.50000	-9.70000	-10.50000
18	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.30000	10.70000	-2.20000
19	ENVEQ MAX	1.00000	1.30000	-6.50000	-0.50000
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.00000	-25.80000	5.50000	-10.50000
19	ENVEQ MIN	1.00000	-26.80000	-11.00000	-11.80000
19	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.80000	9.10000	-0.50000
20	ENVEQ MAX	1.00000	1.80000	-7.80000	2.70000
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.00000	-26.20000	4.00000	-11.80000
20	ENVEQ MIN	1.00000	-27.20000	-12.90000	-11.40000
20	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.00000	1.30000	6.50000	2.70000
21	ENVEQ MAX	1.00000	1.50000	2.80000	2.60000
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.00000	-26.60000	2.10000	-11.40000
21	ENVEQ MIN	1.00000	-26.80000	-0.60000	-12.30000
21	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.00000	1.50000	2.80000	2.60000
22	ENVEQ MAX	1.00000	1.80000	-1.90000	3.50000
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.00000	-26.80000	-0.60000	-12.30000
22	ENVEQ MIN	1.00000	-27.20000	-5.00000	-12.50000
22	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.00000	1.80000	-1.90000	3.50000
23	ENVEQ MAX	0.66667	2.30000	-5.90000	5.40000
23	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MIN	0.00000	-27.20000	-5.00000	-12.50000
23	ENVEQ MIN	0.66667	-27.60000	-10.40000	-11.10000
23	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.87500	2.30000	0.80000	7.10000
24	ENVEQ MAX	1.00000	7.10000	1.30000	7.10000
24	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MIN	0.87500	-0.10000	-14.50000	-3.90000
24	ENVEQ MIN	1.00000	3.80000	-13.40000	-3.50000
24	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.00000	7.10000	1.30000	7.10000
25	ENVEQ MAX	1.00000	16.30000	9.10000	5.60000
25	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MIN	0.00000	3.80000	-13.40000	-3.50000
25	ENVEQ MIN	1.00000	10.70000	-3.70000	0.60000
25	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MAX	0.00000	-4.20000	1.40000	5.60000
26	ENVEQ MAX	1.00000	8.20000	13.20000	0.40000
26	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MIN	0.00000	-7.10000	-5.10000	0.60000
26	ENVEQ MIN	1.00000	5.40000	0.30000	-1.30000
26	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MAX	0.00000	-10.50000	0.70000	0.40000
27	ENVEQ MAX	1.00000	-6.30000	0.40000	0.20000
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MIN	0.00000	-14.10000	-4.50000	-1.30000
27	ENVEQ MIN	1.00000	-8.40000	-0.70000	-0.20000
27	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.00000	-6.30000	0.40000	0.20000
28	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.00000	-8.40000	-0.70000	-0.20000
28	ENVEQ MIN	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MAX	1.00000	-6.30000	0.70000	0.20000
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MIN	1.00000	-8.40000	-0.40000	-0.20000
29	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.00000	-6.30000	0.70000	0.20000
30	ENVEQ MAX	1.00000	-10.50000	4.50000	0.40000
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.00000	-8.40000	-0.40000	-0.20000
30	ENVEQ MIN	1.00000	-14.10000	-0.70000	-1.30000
30	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.00000	8.30000	-0.20000	0.40000
31	ENVEQ MAX	1.00000	-4.10000	5.30000	5.50000
31	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.00000	5.40000	-13.00000	-1.30000
31	ENVEQ MIN	1.00000	-7.00000	-1.30000	0.30000
31	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MAX	0.00000	16.60000	4.00000	5.50000
32	ENVEQ MAX	1.00000	7.30000	13.80000	7.20000
32	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.00000	10.90000	-9.20000	0.30000
32	ENVEQ MIN	1.00000	4.00000	-1.40000	-4.10000
32	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MAX	0.00000	7.30000	13.80000	7.20000
33	ENVEQ MAX	0.12500	2.50000	14.80000	7.30000
33	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.00000	4.00000	-1.40000	-4.10000
33	ENVEQ MIN	0.12500	0.10000	-0.90000	-4.50000
33	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

20. OUTPUT DATA (붕괴방지)

1) 계수하중

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVEQ MAX	0.33333	9.60000	11.60000	10.20000
1	ENVEQ MAX	1.00000	8.60000	6.20000	8.00000
1	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVEQ MIN	0.33333	-37.20000	5.00000	-17.80000
1	ENVEQ MIN	1.00000	-36.20000	1.00000	-19.00000
1	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MAX	0.00000	8.60000	6.20000	8.00000
2	ENVEQ MAX	1.00000	7.20000	-1.40000	6.70000
2	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MIN	0.00000	-36.20000	1.00000	-19.00000
2	ENVEQ MIN	1.00000	-34.80000	-7.90000	-17.10000
2	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MAX	0.00000	8.20000	13.70000	6.70000
3	ENVEQ MAX	1.00000	5.80000	-3.20000	2.60000
3	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MIN	0.00000	-35.90000	6.40000	-17.10000
3	ENVEQ MIN	1.00000	-33.40000	-10.50000	-16.00000
3	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.00000	6.90000	11.70000	2.60000
4	ENVEQ MAX	1.00000	4.40000	-4.70000	0.10000
4	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.00000	-34.60000	5.40000	-16.00000
4	ENVEQ MIN	1.00000	-32.10000	-12.00000	-13.40000
4	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.00000	5.50000	10.30000	0.10000
5	ENVEQ MAX	1.00000	3.00000	-5.90000	-1.20000
5	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.00000	-33.30000	4.90000	-13.40000
5	ENVEQ MIN	1.00000	-30.90000	-12.50000	-10.20000
5	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.00000	4.10000	9.40000	-1.20000
6	ENVEQ MAX	1.00000	1.70000	-6.80000	-1.60000
6	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.00000	-32.00000	4.90000	-10.20000
6	ENVEQ MIN	1.00000	-29.60000	-12.60000	-7.00000
6	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.00000	2.70000	8.80000	-1.60000
7	ENVEQ MAX	1.00000	0.30000	-7.30000	-1.30000
7	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.00000	-30.70000	5.00000	-7.00000
7	ENVEQ MIN	1.00000	-28.30000	-12.30000	-4.00000
7	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.00000	1.30000	8.40000	-1.30000
8	ENVEQ MAX	1.00000	-1.10000	-7.70000	-0.40000
8	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.00000	-29.40000	5.30000	-4.00000
8	ENVEQ MIN	1.00000	-27.00000	-11.90000	-1.80000
8	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	8.20000	-0.40000

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
9	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.00000	-28.20000	5.50000	-1.80000
9	ENVEQ MIN	1.00000	-25.70000	-11.60000	-0.10000
9	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MAX	0.00000	-1.40000	8.10000	1.10000
10	ENVEQ MAX	1.00000	-1.90000	4.80000	-0.40000
10	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.00000	-26.90000	5.70000	-0.10000
10	ENVEQ MIN	1.00000	-26.40000	3.20000	-1.20000
10	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MAX	0.00000	-1.90000	4.80000	-0.40000
11	ENVEQ MAX	1.00000	-2.60000	0.30000	-1.00000
11	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.00000	-26.40000	3.20000	-1.20000
11	ENVEQ MIN	1.00000	-25.70000	-0.20000	-1.90000
11	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MAX	0.00000	-2.60000	0.30000	-1.00000
12	ENVEQ MAX	1.00000	-2.20000	-3.10000	-0.40000
12	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.00000	-25.70000	-0.20000	-1.90000
12	ENVEQ MIN	1.00000	-26.10000	-4.70000	-1.20000
12	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MAX	0.00000	-2.20000	-3.10000	-0.40000
13	ENVEQ MAX	1.00000	-1.70000	-5.70000	1.10000
13	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.00000	-26.10000	-4.70000	-1.20000
13	ENVEQ MIN	1.00000	-26.60000	-8.10000	-0.10000
13	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MAX	0.00000	-2.70000	11.60000	1.10000
14	ENVEQ MAX	1.00000	-0.30000	-5.50000	-0.50000
14	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MIN	0.00000	-25.60000	8.00000	-0.10000
14	ENVEQ MIN	1.00000	-27.90000	-8.20000	-1.90000
14	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.00000	-1.40000	11.90000	-0.50000
15	ENVEQ MAX	1.00000	1.10000	-5.30000	-1.50000
15	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.00000	-26.70000	7.80000	-1.90000
15	ENVEQ MIN	1.00000	-29.10000	-8.30000	-3.90000
15	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	12.20000	-1.50000
16	ENVEQ MAX	1.00000	2.40000	-5.10000	-1.80000
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.00000	-28.00000	7.40000	-3.90000
16	ENVEQ MIN	1.00000	-30.40000	-8.70000	-6.80000
16	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MAX	0.00000	1.40000	12.40000	-1.80000
17	ENVEQ MAX	1.00000	3.80000	-5.00000	-1.50000
17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

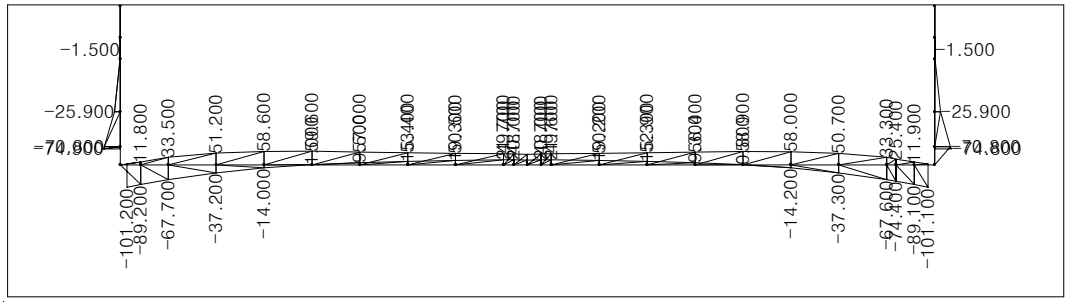
9	ENVEQ MAX	1.00000	-2.50000	-7.90000	1.10000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.00000	-29.20000	6.80000	-6.80000
17	ENVEQ MIN	1.00000	-31.70000	-9.30000	-9.90000
17	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.00000	2.80000	12.30000	-1.50000
18	ENVEQ MAX	1.00000	5.20000	-5.10000	-0.30000
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.00000	-30.50000	5.90000	-9.90000
18	ENVEQ MIN	1.00000	-32.90000	-10.30000	-12.90000
18	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.00000	4.10000	11.70000	-0.30000
19	ENVEQ MAX	1.00000	6.60000	-5.60000	2.20000
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.00000	-31.80000	4.70000	-12.90000
19	ENVEQ MIN	1.00000	-34.20000	-11.80000	-15.20000
19	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.00000	5.50000	10.20000	2.20000
20	ENVEQ MAX	1.00000	8.00000	-6.70000	6.40000
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.00000	-33.10000	3.20000	-15.20000
20	ENVEQ MIN	1.00000	-35.50000	-13.80000	-16.00000
20	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.00000	6.90000	7.50000	6.40000
21	ENVEQ MAX	1.00000	7.40000	3.90000	6.40000
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.00000	-34.30000	1.30000	-16.00000
21	ENVEQ MIN	1.00000	-34.80000	-1.50000	-17.10000
21	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.00000	7.40000	3.90000	6.40000
22	ENVEQ MAX	1.00000	8.30000	-0.80000	7.70000
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.00000	-34.80000	-1.50000	-17.10000
22	ENVEQ MIN	1.00000	-35.70000	-5.80000	-17.70000
22	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.00000	8.30000	-0.80000	7.70000
23	ENVEQ MAX	0.66667	9.30000	-4.80000	9.80000
23	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MIN	0.00000	-35.70000	-5.80000	-17.70000
23	ENVEQ MIN	0.66667	-36.80000	-11.20000	-16.60000
23	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.87500	2.90000	3.80000	10.80000
24	ENVEQ MAX	1.00000	7.70000	4.40000	10.60000
24	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MIN	0.87500	-1.00000	-18.70000	-8.30000
24	ENVEQ MIN	1.00000	2.90000	-17.80000	-7.70000
24	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.00000	7.70000	4.40000	10.60000
25	ENVEQ MAX	1.00000	17.00000	14.20000	6.00000
25	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MIN	0.00000	2.90000	-17.80000	-7.70000
25	ENVEQ MIN	1.00000	9.90000	-8.90000	0.20000
25	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MAX	0.00000	-3.90000	1.20000	6.00000
26	ENVEQ MAX	1.00000	8.50000	15.30000	1.10000
26	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
26	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MIN	0.00000	-7.50000	-5.50000	0.20000
26	ENVEQ MIN	1.00000	4.90000	-1.10000	-2.00000
26	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MAX	0.00000	-10.50000	1.80000	1.10000
27	ENVEQ MAX	1.00000	-6.30000	1.10000	0.40000
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MIN	0.00000	-14.10000	-5.80000	-2.00000
27	ENVEQ MIN	1.00000	-8.40000	-1.30000	-0.40000
27	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.00000	-6.30000	1.10000	0.40000
28	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.00000	-8.40000	-1.30000	-0.40000
28	ENVEQ MIN	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MAX	1.00000	-6.30000	1.30000	0.40000
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MIN	1.00000	-8.40000	-1.10000	-0.40000
29	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.00000	-6.30000	1.30000	0.40000
30	ENVEQ MAX	1.00000	-10.50000	5.80000	1.10000
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.00000	-8.40000	-1.10000	-0.40000
30	ENVEQ MIN	1.00000	-14.10000	-1.80000	-2.00000
30	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.00000	8.60000	1.30000	1.10000
31	ENVEQ MAX	1.00000	-3.80000	5.60000	6.00000
31	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.00000	5.00000	-15.20000	-2.00000
31	ENVEQ MIN	1.00000	-7.40000	-0.90000	-0.20000
31	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MAX	0.00000	17.30000	9.40000	6.00000
32	ENVEQ MAX	1.00000	8.00000	18.40000	11.00000
32	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.00000	10.00000	-14.40000	-0.20000
32	ENVEQ MIN	1.00000	3.10000	-4.70000	-8.50000
32	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MAX	0.00000	8.00000	18.40000	11.00000
33	ENVEQ MAX	0.12500	3.20000	19.30000	11.20000
33	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.00000	3.10000	-4.70000	-8.50000
33	ENVEQ MIN	0.12500	-0.80000	-4.10000	-9.10000
33	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

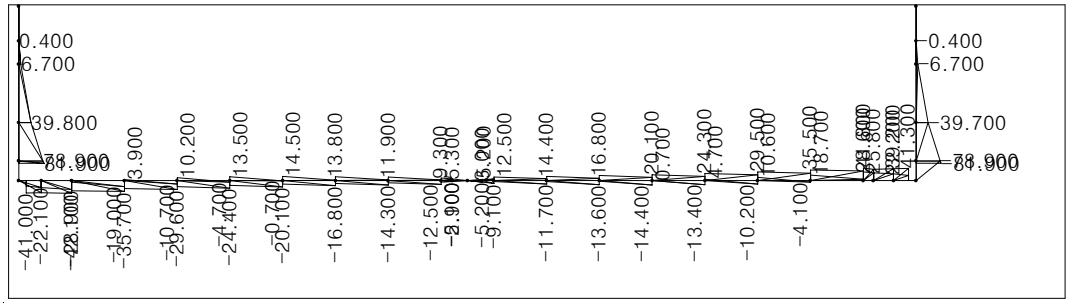
21. 단면력정리

21.1 상시

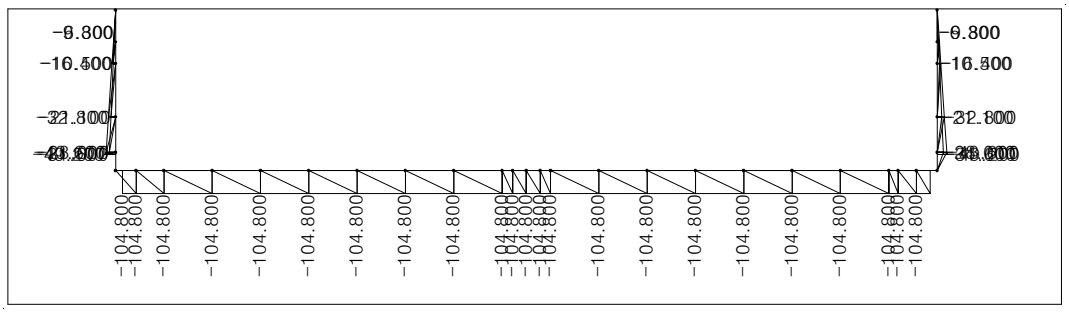
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - 단위 : kN.m)



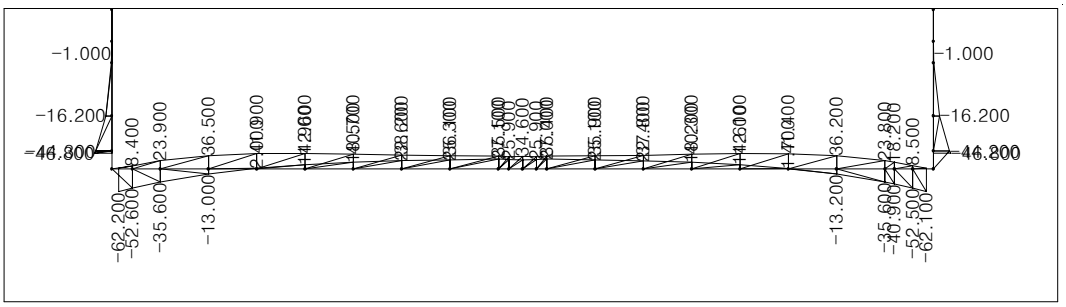
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - 단위 : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - 단위 : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - 단위 : kN.m)

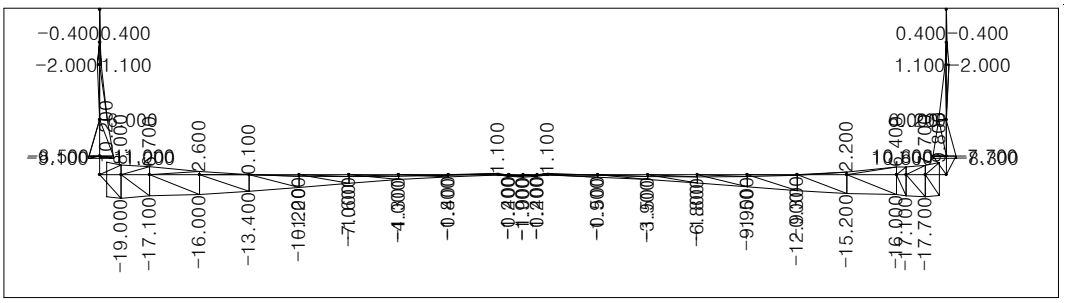


5) 단면력 정리

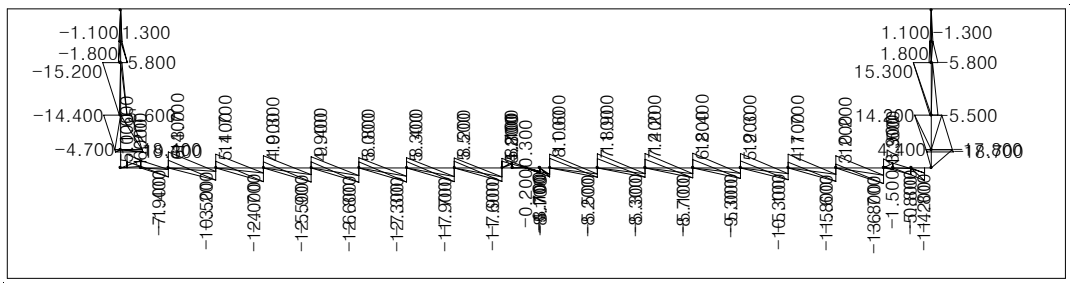
구분	위 치		계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
			모멘트	전단력	축력				
			kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	101.20	40.29	104.80	62.20	1000.0	683.3	
		중앙부	59.60	24.40	104.80	42.60	1000.0	600.0	
	2 경간	좌측	47.20	10.99	104.80	34.60	1000.0	600.0	
		중앙부	58.90	14.80	104.80	42.10	1000.0	600.0	
좌측 벽체	1 층	중앙부	25.90	39.80	32.80	16.20	1000.0	400.0	
우측 벽체	1 층	중앙부	25.90	39.70	32.80	16.20	1000.0	400.0	
		하부	74.80	63.66	49.20	46.80	1000.0	483.3	

21.2 지진시(붕괴방지)

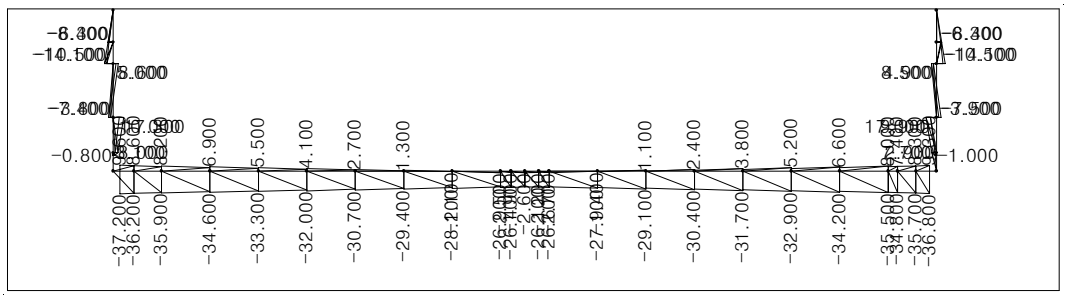
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - 단위 : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - 단위 : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - 단위 : kN

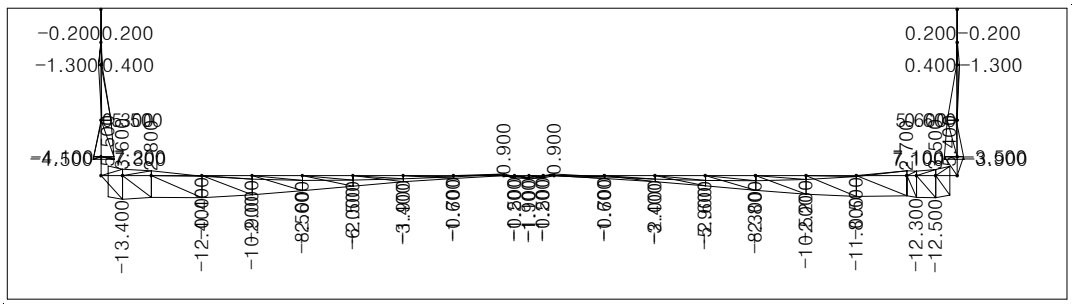


4) 단면력 정리

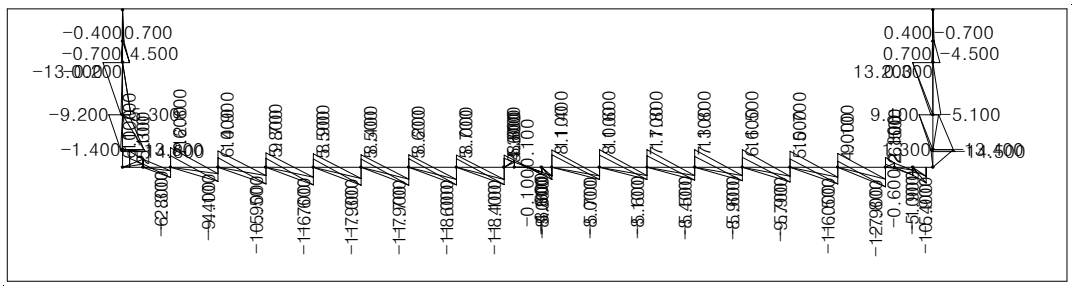
구분	위 치		계수하중			B	H	비고
			모멘트	전단력	축력			
			kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	17.80	3.05	37.20	1000.0	683.3	
		중앙부	0.00	12.50	30.90	1000.0	600.0	
	2 경간	좌측	0.00	7.16	25.70	1000.0	600.0	
		중앙부	0.00	9.30	31.70	1000.0	600.0	
좌측 벽체	1 층	중앙부	0.20	5.60	7.40	1000.0	400.0	
우측 벽체	1 층	중앙부	0.00	14.20	17.00	1000.0	400.0	
		하부	8.30	14.34	2.90	1000.0	483.3	

21.3 지진시(기능수행)

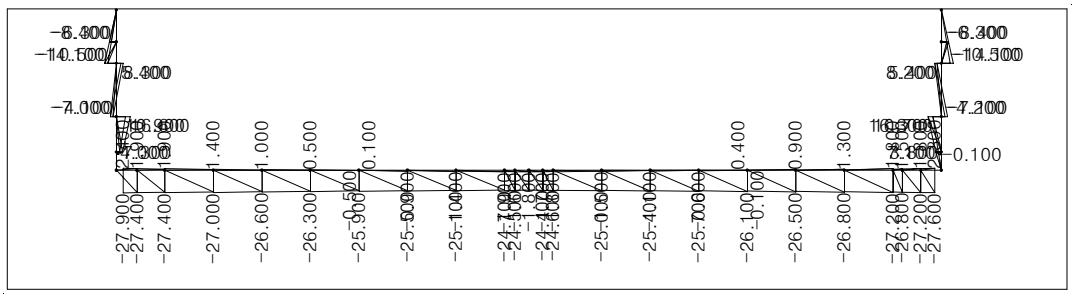
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - 단위 : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - 단위 : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - 단위 : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치		계수하중			B	H	비고
			모멘트	전단력	축력			
			kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	12.00	2.15	27.90	1000.0	683.3	
		중앙부	0.00	11.70	25.70	1000.0	600.0	
	2 경간	좌측	0.00	6.96	24.20	1000.0	600.0	
		중앙부	0.00	8.90	26.10	1000.0	600.0	
좌측 벽체	1 층	중앙부	0.00	5.30	7.00	1000.0	400.0	
우측 벽체	1 층	중앙부	0.00	9.10	16.30	1000.0	400.0	
		하부	3.90	9.63	2.30	1000.0	483.3	

21.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고
			2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1경간	좌측	-101.20	-	-17.80	-12.00	-101.20	
		중앙부	59.60	-	-	-	59.60	
	2경간	좌측	47.20	-	-	-	47.20	
		중앙부	58.90	-	-	-	58.90	
좌측 벽체	1층	중앙부	-25.90	-	-0.20	-	-25.90	
우측 벽체	1층	중앙부	-25.90	-	-	-	-25.90	
		하부	-74.80	-	-8.30	-3.90	-74.80	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고
			2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1경간	좌측	40.29	-	3.05	2.15	40.29	
		중앙부	24.40	-	12.50	11.70	24.40	
	2경간	좌측	10.99	-	7.16	6.96	10.99	
		중앙부	14.80	-	9.30	8.90	14.80	
좌측 벽체	1층	중앙부	39.80	-	5.60	5.30	39.80	
우측 벽체	1층	중앙부	39.70	-	14.20	9.10	39.70	
		하부	63.66	-	14.34	9.63	63.66	

3) 축력 (kN)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고
			2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1경간	좌측	104.80	-	37.20	27.90	104.80	
		중앙부	104.80	-	30.90	25.70	104.80	
	2경간	좌측	104.80	-	25.70	24.20	104.80	
		중앙부	104.80	-	31.70	26.10	104.80	
좌측 벽체	1층	중앙부	32.80	-	7.40	7.00	32.80	
우측 벽체	1층	중앙부	32.80	-	17.00	16.30	32.80	
		하부	49.20	-	2.90	2.30	49.20	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고
			2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1경간	좌측	-62.20	-	-	-	-62.20	
		중앙부	42.60	-	-	-	42.60	
	2경간	좌측	34.60	-	-	-	34.60	
		중앙부	42.10	-	-	-	42.10	
좌측 벽체	1층	중앙부	-16.20	-	-	-	-16.20	
우측 벽체	1층	중앙부	-16.20	-	-	-	-16.20	
		하부	-46.80	-	-	-	-46.80	

22. 단면검토 및 철근량 산정

22.1 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	583	101.20	197.99	514.20	H13 - 8.0EA	1013.6	1.96
		중앙부	2	1000	520	59.60	273.42	339.03	H16 - 8.0EA	1588.8	4.59
	2경간	좌측	3	1000	520	47.20	273.42	268.17	H16 - 8.0EA	1588.8	5.79
		중앙부	4	1000	520	58.90	273.42	335.03	H16 - 8.0EA	1588.8	4.64
좌측벽	1층	중앙부	5	1000	300	25.90	100.34	255.82	H13 - 8.0EA	1013.6	3.87
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	300	25.90	100.34	255.82	H13 - 8.0EA	1013.6	3.87
		하부	7	1000	383	74.80	129.06	581.60	H13 - 8.0EA	1013.6	1.73

22.2 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브 좌측벽	1층	1경간 좌측	1	324.8	40.3	578.16	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		1경간 중앙부	2	337.8	24.4	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		2경간 좌측	3	337.8	11.0	601.29	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		2경간 중앙부	4	337.8	14.8	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽	1층	좌측 중앙부	5	194.9	39.8	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	6	194.9	39.7	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	7	194.9	63.7	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K

22.3 철근량 검토

(1) 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	683.33	583.33	100.00	101.20	40.29

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (583.33 - 20.784) / 20.784 = 0.08120

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 514.202 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.971]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00174

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (583.33 - a/2) = 197.987 kN.m

≥ Mu (= 101.200 kN.m) ∴ O.K [안전율 1.956]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 40.285 kN) , 전단보강 불필요.

(2) 하부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	59.60	24.40

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 32.578) / 32.578 = 0.04488

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 339.030 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.686]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00306

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (520.00 - a/2) = 273.420 kN.m

≥ Mu (= 59.600 kN.m) ∴ O.K [안전율 4.588]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 24.400 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 하부슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	47.20	10.99

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 32.578) / 32.578 = 0.04488

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 268.174 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.925]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00306

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (520.00 - a/2) = 273.420 kN.m

≥ Mu (= 47.200 kN.m) ∴ O.K [안전율 5.793]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 10.993 kN) , 전단보강 불필요.

(4) 하부슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	58.90	14.80

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 32.578) / 32.578 = 0.04488

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 335.026 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.742]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00306

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (520.00 - a/2) = 273.420 kN.m

≥ Mu (= 58.900 kN.m) ∴ O.K [안전율 4.642]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 14.800 kN) , 전단보강 불필요.

(5) 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	300.00	100.00	25.90	39.80

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (300.00 - 20.784) / 20.784 = 0.04030

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 255.823 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.962]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00338

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (300.00 - a/2) = 100.343 kN.m

≥ Mu (= 25.900 kN.m) ∴ O.K [안전율 3.874]

* 전단에 대한 검토 (d = 300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 300.00 = 194.856 kN

≥ Vu (= 39.800 kN) , 전단보강 불필요.

(6) 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	300.00	100.00	25.90	39.70

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (300.00 - 20.784) / 20.784 = 0.04030

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 255.823 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.962]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00338

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (300.00 - a/2) = 100.343 kN.m

≥ Mu (= 25.900 kN.m) ∴ O.K [안전율 3.874]

* 전단에 대한 검토 (d = 300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 300.00 = 194.856 kN

≥ Vu (= 39.700 kN) , 전단보강 불필요.

(7) 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	483.33	383.33	100.00	74.80	63.66

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1013.600 x 400.00 = 405440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 17.666 mm, c = 17.666 / β1 = 17.666 / 0.85 = 20.784 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (383.33 - 20.784) / 20.784 = 0.05233

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 581.603 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.743]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00264

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 17.666 mm

ΦMn = 0.85 x 1013.600 x 400 x (383.33 - a/2) = 129.062 kN.m

≥ Mu (= 74.800 kN.m) ∴ O.K [안전율 1.725]

* 전단에 대한 검토 (d = 300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 300.00 = 194.856 kN

≥ Vu (= 63.660 kN) , 전단보강 불필요.

23. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 1266.578 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K
H13 - 6.7EA (차도부 수평철근)

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1588.800 × 0.20 = 317.76 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 844.667 ㎟ ≥ 317.760 ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 1267.422 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K
H13 - 3.3EA (차도부 수평철근)

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1588.800 × 0.20 = 317.76 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 422.333 ㎟ ≥ 317.760 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 1266.578 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K
H13 - 6.7EA (차도부 수평철근)

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1588.800 × 0.20 = 317.76 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 844.667 ㎟ ≥ 317.760 ∴ O.K

5) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 423.178 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

6) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 423.178 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

7) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

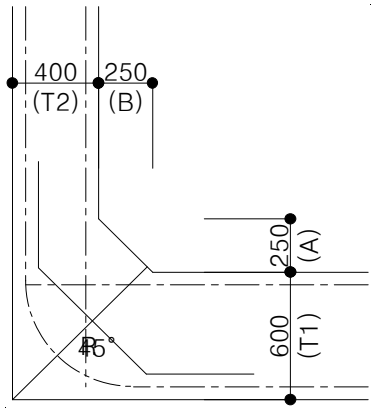
∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1013.600 × 0.20 = 202.72 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 423.178 ㎟ ≥ 202.720 ∴ O.K

24. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 62.200 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 62.200 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B}{(A + B)} \sqrt{2}$$

= 883.883 mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H13 @250 - 4EA = 506.800 mm²

∴ Total Asb = 506.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 62.20 \times 10^6}{883.883^2 \times 1000} = 0.398 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1013.6 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0019492 + √(2 x 0.0136 + (0.0136)²) = 0.152

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.152 /3 = 0.949

fs = Mo / (As x d x j) = 2500000.000 / (1013.600 x 520.000 x 0.949)

= 4.997 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 4.997 x 1013.600 = 5064.483 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 506.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0015838 + √(2 x 0.0111 + (0.0111)²) = 0.138

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.138 /3 = 0.954

fs = Mo / (As x d x j) = 2500000.000 / (506.800 x 320.000 x 0.954)

= 16.160 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 16.160 x 506.800 = 8189.862 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

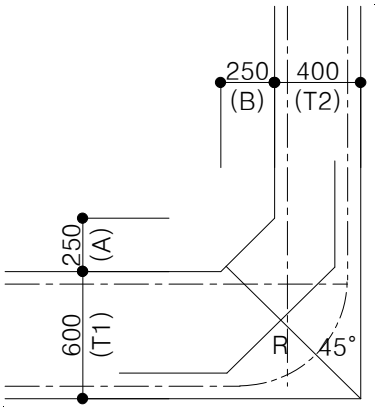
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(5064.483² + 8189.862²) / 180.0

As = 53.496 ㎟

사용철근량 : H13 @ 500, 2EA = 506.800 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 46.800 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 46.800 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B}{(A + B)} \sqrt{2}$$

= 883.883 mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H13 @250 - 4EA = 506.800 mm²

∴ Total Asb = 506.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 46.80 \times 10^6}{883.883^2 \times 1000} = 0.300 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

25. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	583	H13 - 8.0EA	125	478.837	O.K	3.831
		중앙부	2	520	H16 - 8.0EA	125	1145.839	O.K	9.167
	2경간	좌측	3	520	H16 - 8.0EA	125	1410.772	O.K	11.286
		중앙부	4	520	H16 - 8.0EA	125	1159.447	O.K	9.276
좌측벽	1층	중앙부	5	300	H13 - 8.0EA	125	1105.621	O.K	8.845
우측벽체	1층	중앙부	6	300	H13 - 8.0EA	125	1105.621	O.K	8.845
		하부	7	383	H13 - 8.0EA	125	381.964	O.K	3.056

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 62.200 x 1000000 / [1013.600 x (583.333 - 84.163/3)]
= 110.513 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x583.3/(7x1013.600)]
= 84.163 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 13/2 = 93.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 110.51) - 2.5 x 93.50 = 478.84 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 110.51) = 570.07 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 478.84 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 478.84 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 42.600 x 1000000 / [1588.800 x (520.000 - 96.999/3)]
= 54.982 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x1588.800)]
= 96.999 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 54.98) - 2.5 x 72.00 = 1252.30 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 54.98) = 1145.84 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1145.84 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1145.84 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 34.600 x 1000000 / [1588.800 x (520.000 - 96.999/3)]
= 44.656 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x1588.800)]
= 96.999 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 44.66) - 2.5 x 72.00 = 1583.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 44.66) = 1410.77 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1410.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1410.77 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 42.100 x 1000000 / [1588.800 x (520.000 - 96.999/3)]
= 54.336 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x1588.800)]
= 96.999 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 54.34) - 2.5 x 72.00 = 1269.31 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 54.34) = 1159.45 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1159.45 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1159.45 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 16.200 x 1000000 / [1013.600 x (300.000 - 58.536/3)]
= 56.982 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x300.0/(7x1013.600)]
= 58.536 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 13/2 = 93.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 56.98) - 2.5 x 93.50 = 1148.28 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 56.98) = 1105.62 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1105.62 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1105.62 mm) ∴ O.K

6) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 16.200 x 1000000 / [1013.600 x (300.000 - 58.536/3)]
= 56.982 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x300.0/(7x1013.600)]
= 58.536 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 13/2 = 93.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 56.98) - 2.5 x 93.50 = 1148.28 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 56.98) = 1105.62 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1105.62 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1105.62 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 46.800 x 1000000 / [1013.600 x (383.333 - 66.999/3)]

= 127.900 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1013.600/1000.0 + 7x1013.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x383.3/(7x1013.600)]

= 66.999 mm

사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 13/2 = 93.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 127.90) - 2.5 x 93.50 = 381.96 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 127.90) = 492.57 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 381.96 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 381.96 mm) ∴ O.K

26. 기초 지지력 검토

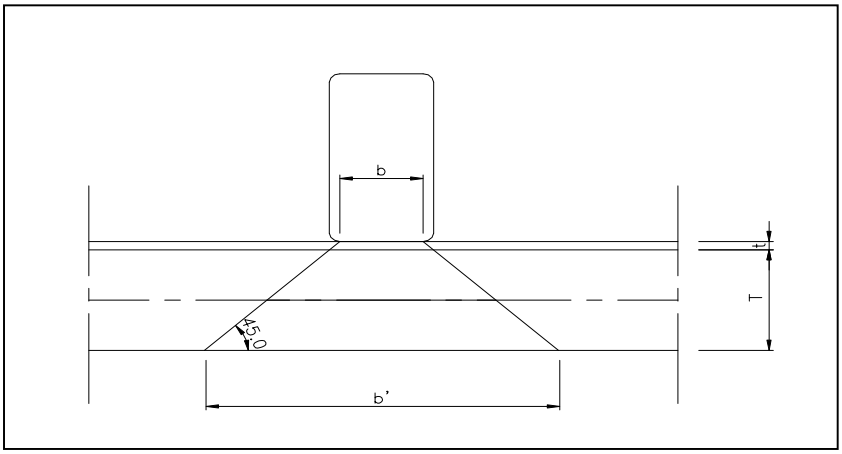
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 338.362 / 18.300 = 18.490 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

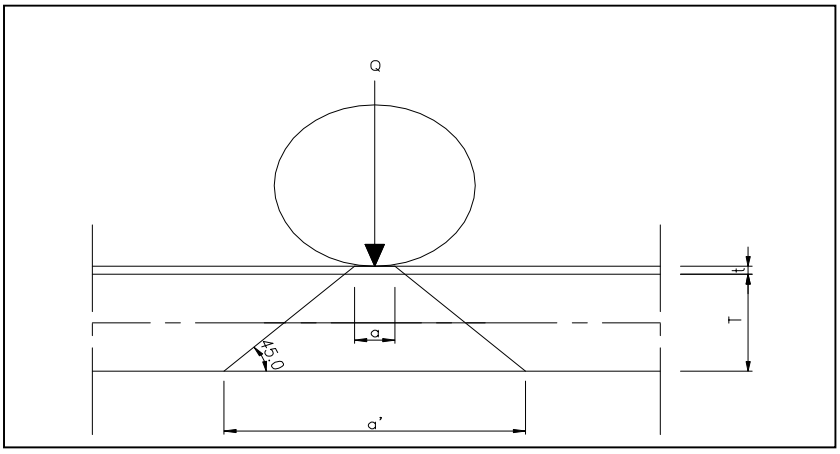


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 600 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.860 m



a' = 0.200 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.560 m

Qz = 96.0 / (1.860 × 1.560) = 33.085 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 18.490 + 1.840 + 33.085

= 53.415 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력 : Hansen식 사용

Qu = c Nc sc dc ic gc bc + q Nq sq dq iq gq bq + 1/2 r1 B' Nr sr dr ir gr br

ϕ=0 일때, Qu = [5.14c (1 + sc' + dc' - ic' - gc' - bc') + q]

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력 (kN)

c : 지반의 점착력 (kN/m²)

q : 상재하중 (kN/m²), q = r2 x Df

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량 (kN/m³)

다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B : 기초의 폭(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc=24.831, Nq=13.921, Nr=10.085)

sc,sq,sr,sc : 기초의 형상계수

ic,iq,ir,ic : 기초의 근입깊이계수

gc,gq,gr,gc : 하중의 경사계수

bc,bq,br,bc : 지반계수

註) 기초저면의 경사(β)가 없으므로 bc,bq,br,bc'는 적용하지 않는다.

si와 ii를 함께 사용하지 않으므로 ic,iq,ir,ic'는 적용하지 않는다.

c = 0.000 kN/m² r1 = 10.000 kN/m³ r2 = 10.000 kN/m³

Df = 1.000 m B = 18.300 m q = 10.000 kN/m²

L = 20.000 m

Φ = 15 + √12N = 27.490 , N = 13

Nq = $e^{\pi \tan\Phi}$ $\tan^2(45+\Phi/2)$

Nc = (Nq-1) cotΦ

Nr = 1.5(Nq-1) tanΦ

sc = 1 + Nq/Nc x B/L = 1.513

sc' = 0.2 B/L = 0.183

sq = 1 + B/L x tanΦ = 1.476

sr = 1 - 0.4 B/L = 0.634

dc = 1 + 0.4k = 1.022, D/B > 1 : k=tan-1(D/B) , D/B ≤ 1 : k=D/B (rad)

dc' = 0.4k = 0.022

dq = 1 + 2tanΦ(1-sinΦ)² k = 1.016

dr = 1

gc = 1 - β/147 = 1.000

gc' = β/147 = 0.000

gq = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

gr = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

Qu = 0.000 × 24.831 × 1.513 × 1.022 × 1.000 +

10.000 × 13.921 × 1.476 × 1.016 × 1.000 +

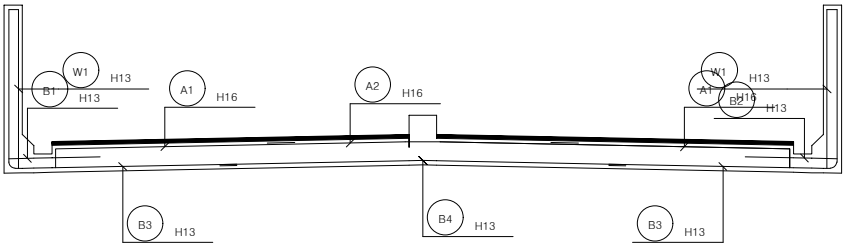
0.5 × 10.000 × 18.300 × 10.085 × 0.634 × 1.000 × 1.000 = 793.909 kN/m²

Qa = Qu / 3 = 793.909 / 3 = 264.636 kN/m² < 600.000 kN/m²

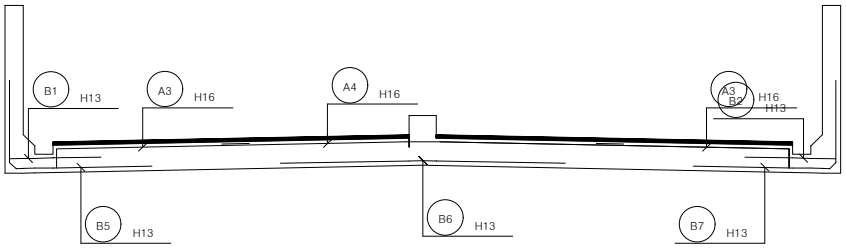
Qa' = 264.636 kN/m² > Qmax = 53.415 kN/m² ..... O.K !!!

27. 주철근 조립도

CYCLE-1(@250)

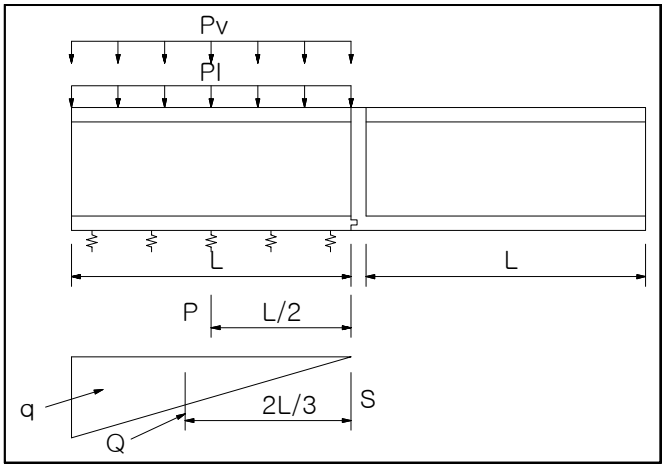


CYCLE-2(@250)



28. 신축이음부 검토

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

Pv = B × H × γt

= 18.3 x 0 x 19.0

= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 = 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.2) = 153.6 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 153.6)x 20.0 = 3072.0 kN

S = P / 4 = 3072 / 4 = 768.0 kN

(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 768.0 x 1000 / 80 = 9,600 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 122 EA = 794.2 x 122 = 96,892 mm²

96,892 mm² > 9,600 ……0.K

1.5 U7(STA.0+365.0)

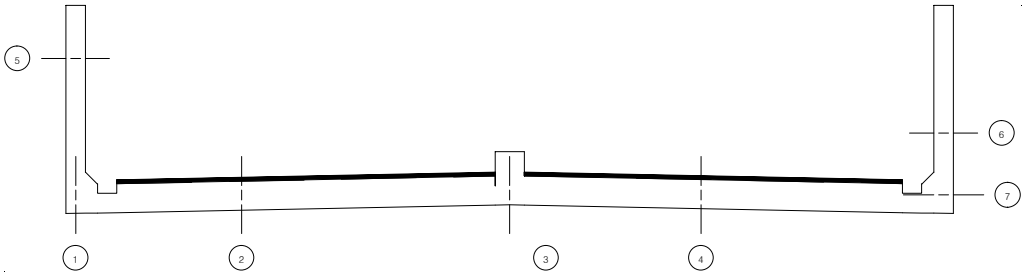
U형 암거 구조계산서

▣ STA. 0K+365.000 (BLOCK7 : 단면 G-G)
▣ 토 피(FH)= -0.66 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건: 토사
▣ 구조형식 : 지중 2 련
(내공 : 2@(8.45M × 3.298M), 사각 : 90°)

목 차

01.해석결과요약
02.설계조건
03.단면가정
04.부력검토
05.해석모델 및 단면제원(상시)
06.해석모델 및 단면제원(지진시)
07.지반반력계수(상시)
08.지반반력계수(지진시)
09.하중계산(상시)
10.하중계산(지진시)
11.하중재하도(상시)
12.하중재하도(기능수행)
13.하중재하도(붕괴방지)
14.하중계수 및 하중조합
15.INPUT DATA(상시)
16.INPUT DATA(기능수행)
17.INPUT DATA(붕괴방지)
18.OUTPUT DATA(상시)
19.OUTPUT DATA(기능수행)
20.OUTPUT DATA(붕괴방지)
21.단면력정리
22.단면검토 및 철근량 산정
23.수평철근 검토
24.절점부 검토
25.사용성 검토
26.STM-우각부
27.기초 지지력 검토
28.주철근 조립도
29.신축이음부

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
잡석기초	54.06	482.566	160.855	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	583	172.10	307.63	879.28	H16 - 8.0EA	1588.8	1.79
		중앙부	2	1000	520	70.80	389.66	403.18	H19 - 8.0EA	2292.0	5.50
	2경간	좌측	3	1000	520	55.80	389.66	317.30	H19 - 8.0EA	2292.0	6.98
		중앙부	4	1000	520	70.10	389.66	399.16	H19 - 8.0EA	2292.0	5.56
좌측벽체	1층	중앙부	5	1000	300	15.70	154.58	154.62	H16 - 8.0EA	1588.8	9.85
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	300	15.70	154.58	154.62	H16 - 8.0EA	1588.8	9.85
		하부	7	1000	383	133.20	199.59	1046.91	H16 - 8.0EA	1588.8	1.50

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치		단면적비			주철근 20%		
			필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부 슬래브	1경간	좌측	1200.0	1267.0	O.K	317.8	845.1	O.K
		중앙부	1200.0	1745.9	O.K	458.4	1324.0	O.K
	2경간	좌측	1200.0	1507.1	O.K	458.4	662.0	O.K
		중앙부	1200.0	1745.9	O.K	458.4	1324.0	O.K
좌측 벽체	1층	중앙부	800.0	845.1	O.K	317.8	423.2	O.K
우측 벽체	1층	중앙부	800.0	845.1	O.K	317.8	423.2	O.K
		하부	800.0	845.1	O.K	317.8	423.2	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부 슬래브	1경간	좌측	1	324.8	50.7	578.16	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	337.8	33.3	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
	2경간	좌측	3	337.8	14.0	601.29	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	4	337.8	27.3	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측 벽	1층	중앙부	5	194.9	28.3	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	5	207.8	97.7	288.93	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측 벽	1층	중앙부	6	194.9	28.3	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	7	194.9	97.7	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	583	H16 - 8.0EA	125	416.667	O.K	3.333
		중앙부	2	520	H19 - 8.0EA	125	1375.356	O.K	11.003
	2경간	좌측	3	520	H19 - 8.0EA	125	1748.568	O.K	13.989
		중앙부	4	520	H19 - 8.0EA	125	1389.082	O.K	11.113
좌측벽체	1층	중앙부	5	300	H16 - 8.0EA	125	2821.300	O.K	22.570
우측벽체	1층	중앙부	6	300	H16 - 8.0EA	125	2821.300	O.K	22.570
		하부	7	383	H16 - 8.0EA	125	305.418	O.K	2.443

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- U형 암거 (내공 : 2@(8.45M × 3.298M), 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sd
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

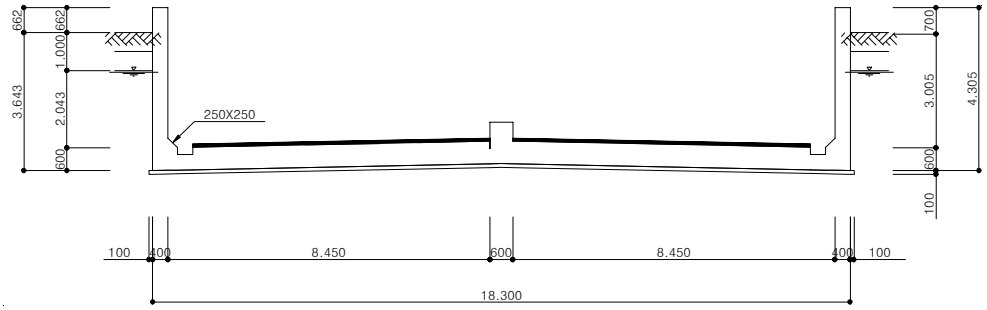
10) 사용프로그램 : MIDAS Civil

11) 참고문헌

- 콘크리트 구조기준.해설 : 한국콘크리트학회(2012)
- 도로교 설계기준 : 건설교통부(2010)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


662
662
1,000
2,043
600
3,643
250X250
700
3,005
600
100
4,305
100
400
8,450
600
8,450
400
100
18,300

4. 부력검토

(1) 구체자중 : 램프

1)	하부슬래브	:	25.0	KN/m^3	×	0.600	×	18.300	×	1	EA	=	274.500	kN/m
2)	벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.400	×	3.705	×	2	EA	=	74.100	kN/m
4)	헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.250	×	0.250	× 2 EA	=	1.563	kN/m
							Σ					=	350.163	kN/m

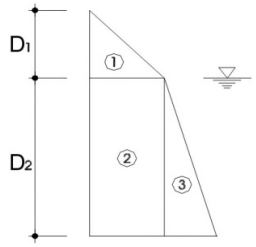
(2) 연직하중

1)	아스팔트	23.000	KN/m^3	×	18.3	m	×	0.080	m		=	33.672	kN/m
2)	매스 콘크리트												
	:	23.500	KN/m^3	×	18.3	m	×	0.700	m		=	301.035	kN/m
					Σ						=	334.707	kN/m

(3) 측면마찰력

$[2\cdot C\cdot D] + [K_u\cdot\gamma\cdot D^2\cdot\tan\delta]$ 여기서 C=0 이므로 [2·C·D] 항목은 제외

토압분포



1) $(K_o\cdot\gamma_t\cdot D_1)$ x (1/2) x D_1 x tanδ x 1EA

(0.455 × 20.000 kN/m^3 × 0.000 m)
× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

2) $(K_o\cdot\gamma_t\cdot D_1)$ x D_2 x tanδ x 1EA

(0.455 × 20.000 kN/m^3 × 0.000 m) × 0.000 m
× 0.000 × 2 EA = - kN/m

3) $(K_o\cdot\gamma_{sub}\cdot D_2)$ x (1/2) x D_2 x tanδ x 1EA

(0.455 × 11.000 kN/m^3 × 0.000 m)
× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

Σ = - kN/m

(4) 양압력

양압력	:	10.000	KN/m^3	×	3.343	m	×	18.300	m	=	611.769	kN/m
					Σ					=	611.769	kN/m

(5) 안전율

$$\text{안전율(S.F)} = \frac{(\ 350.163 + 334.707 + 0.000\ )}{611.769} = 1.119 \geq 1.05$$

O.K

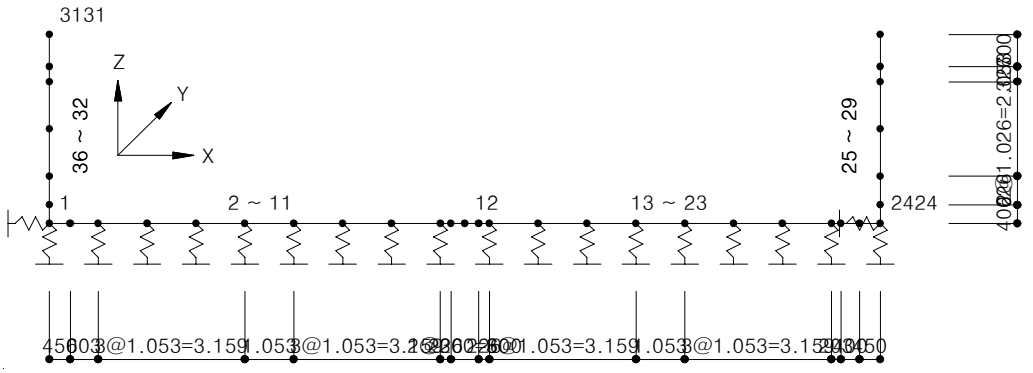
5. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

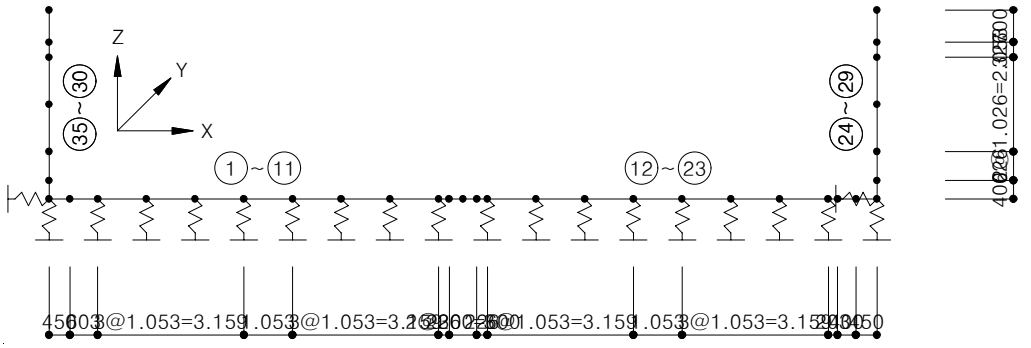
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	0.600 × 1.000 = 0.600	0.01800	1,3~9,14~21,23
2	0.400 × 1.000 = 0.400	0.00533	22,24~35

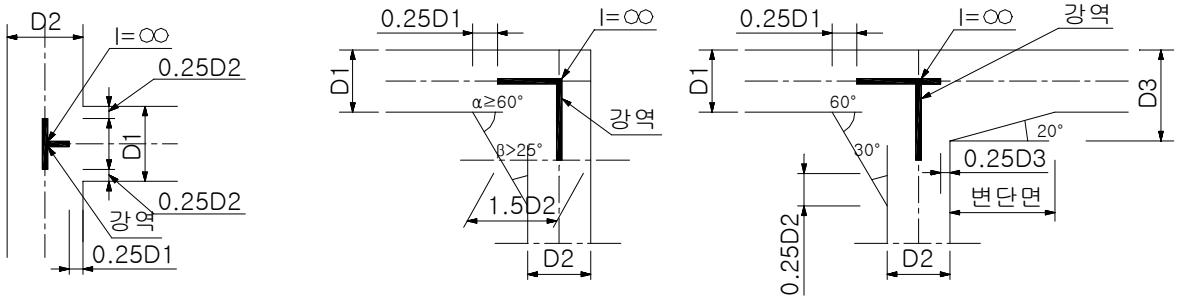
NO	Section(Tapper)	부 재
3	SEC 2 ~ 1	2,11,13
4	SEC 1 ~ 2	10,12

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	19	14.741	0.000
2	0.450	0.000	20	15.794	0.000
3	1.053	0.000	21	16.847	0.000
4	2.106	0.000	22	17.050	0.000
5	3.159	0.000	23	17.450	0.000
6	4.212	0.000	24	17.900	0.000
7	5.265	0.000	25	17.900	0.400
8	6.318	0.000	26	17.900	1.026
9	7.371	0.000	27	17.900	2.053
10	8.424	0.000	28	17.900	3.079
11	8.650	0.000	29	17.900	3.405
12	8.950	0.000	30	17.900	4.105
13	9.250	0.000	31	0.000	4.105
14	9.476	0.000	32	0.000	3.405
15	10.529	0.000	33	0.000	3.079
16	11.582	0.000	34	0.000	2.053
17	12.635	0.000	35	0.000	1.026
18	13.688	0.000	36	0.000	0.400

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 400 / 2 + 250 - (600 × 250) / (2 × 250) = 150 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 250 - (400 × 250) / (2 × 250) = 350 mm

(3) 24 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 400 / 2 + 250 - (600 × 250) / (2 × 250) = 150 mm

(4) 24 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 250 - (400 × 250) / (2 × 250) = 350 mm

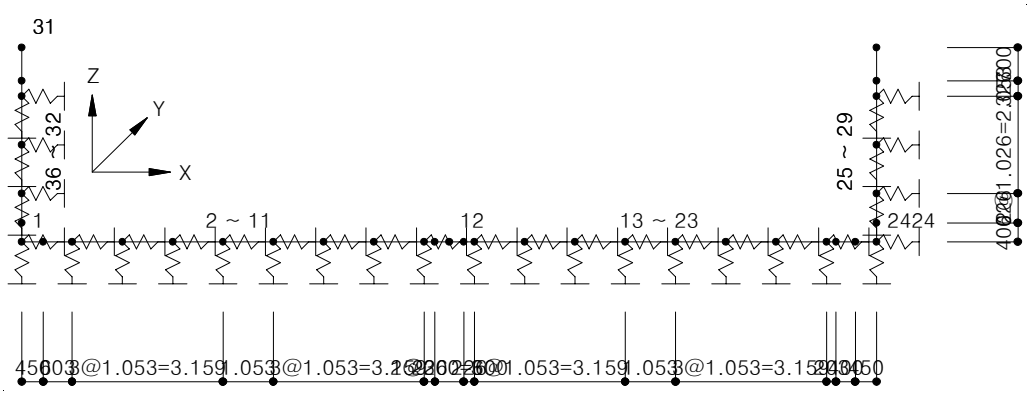
6. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

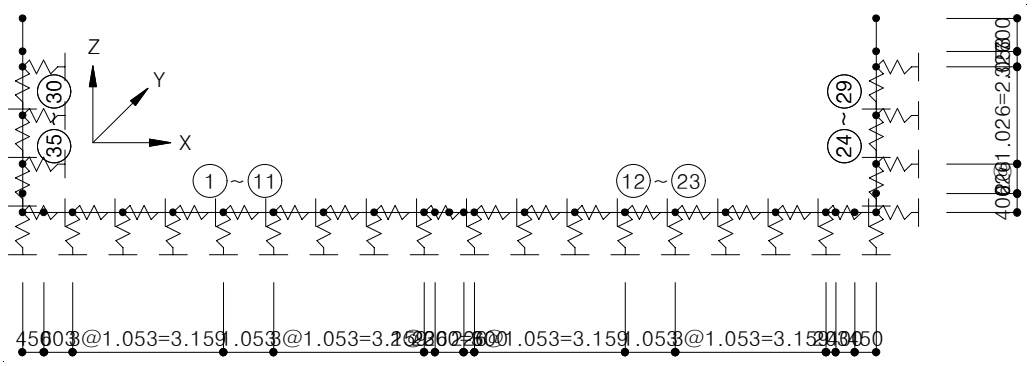
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m²)	I (m⁴)	부 재
1	0.600 × 1.000 = 0.600	0.01800	1,3~9,14~21,23
2	0.400 × 1.000 = 0.400	0.00533	22,24~35

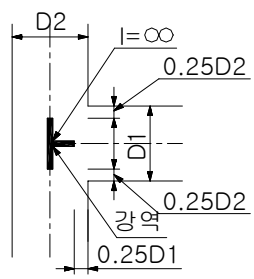
NO	Section(Tapper)	부 재
3	SEC 2 ~ 1	2,11,13
4	SEC 1 ~ 2	10,12

3) 단면좌표

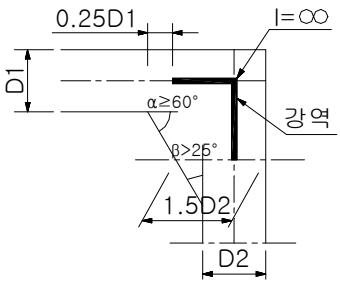
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	19	14.741	0.000
2	0.450	0.000	20	15.794	0.000
3	1.053	0.000	21	16.847	0.000
4	2.106	0.000	22	17.050	0.000
5	3.159	0.000	23	17.450	0.000
6	4.212	0.000	24	17.900	0.000
7	5.265	0.000	25	17.900	0.400
8	6.318	0.000	26	17.900	1.026
9	7.371	0.000	27	17.900	2.053
10	8.424	0.000	28	17.900	3.079
11	8.650	0.000	29	17.900	3.405
12	8.950	0.000	30	17.900	4.105
13	9.250	0.000	31	0.000	4.105
14	9.476	0.000	32	0.000	3.405
15	10.529	0.000	33	0.000	3.079
16	11.582	0.000	34	0.000	2.053
17	12.635	0.000	35	0.000	1.026
18	13.688	0.000	36	0.000	0.400

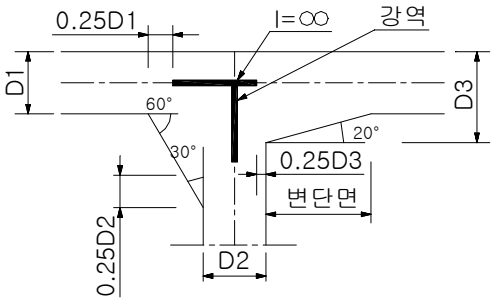
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 400 / 2 + 250 - (600 × 250) / (2 × 250) = 150 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 250 - (400 × 250) / (2 × 250) = 350 ㎜

(3) 24 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 400 / 2 + 250 - (600 × 250) / (2 × 250) = 150 ㎜

(4) 24 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 600 / 2 + 250 - (400 × 250) / (2 × 250) = 350 ㎜

7. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 28000.00 kN/m²

Bv = √(B × B = √(18.300 × 18.300 = 18.30 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (18.300 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 4275.86 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.400/2 + 1.053/2) = 3106 kN/m	1,24
Kv2	Kv x (1.053/2 + 1.053/2) = 4502 kN/m	3~10,14~21
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	12

8. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 2

Eo = 28000.00 kN/m²

(1) 하부슬래브 : 제3토층 , 점토

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(18.300 × 18.300) = 18.300 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kv = 186666.670 × (18.300 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 8552.03 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 8552.030 = 2850.68 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(3.643 × 3.643) = 3.643 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (3.643 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 28695.47 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 28695.470 = 9565.16 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(3.643 × 3.643) = 3.643 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (3.643 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 28695.47 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 28695.470 = 9565.16 kN/m³

(4) 측벽 : 제2토층 , 점토질 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(3.643 × 3.643) = 3.643 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (3.643 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 28695.47 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 28695.470 = 9565.16 kN/m³

(5) 측벽 : 제3토층 , 점토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(3.643 × 3.643) = 3.643 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (3.643 / 0.3)$^{-3 / 4}$ = 28695.47 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 28695.470 = 9565.16 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.026/2 + 1.026/2) = 29449 kN/m	26~28,33~35
Kss1	Kss x (1.026/2 + 1.026/2) = 9816 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.053/2 + 1.053/2) = 9005 kN/m	3~10,14~21
Ksb1	Ksb x (1.053/2 + 1.053/2) = 3002 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.400/2 + 1.053/2) = 6213 kN/m	1,24
Ksb1	Kh x (1.026/2 + 0.600/2) = 23333 kN/m	

3) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능 / 기준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Z = 1.40 × 0.11 = 0.154

9. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = 0.038 × 23.000 × 0.500 = 0.437 kN/m²

Wh2 = 0.437 + 0.326 × 23.000 × 0.500 = 4.189 kN/m²

Wh3 = 4.189 + 0.136 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²

Wh4 = 5.750 + 0.890 × 19.000 × 0.500 = 14.210 kN/m²

Wh5 = 14.210 + 1.026 × 19.000 × 0.500 = 23.959 kN/m²

Wh6 = 23.959 + 0.626 × 19.000 × 0.500 = 29.908 kN/m²

Wh7 = 29.908 + 0.400 × 19.000 × 0.500 = 33.708 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = 0.038 × 23.000 × 0.500 = 0.437 kN/m²

Wh2 = 0.437 + 0.326 × 23.000 × 0.500 = 4.189 kN/m²

Wh3 = 4.189 + 0.136 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²

Wh4 = 5.750 + 0.500 × 19.000 × 0.500 = 10.500 kN/m²

Wh5 = 10.500 + 0.391 × 10.000 × 0.500 = 12.453 kN/m²

Wh6 = 12.453 + 1.026 × 10.000 × 0.500 = 17.584 kN/m²

Wh7 = 17.584 + 0.626 × 10.000 × 0.500 = 20.715 kN/m²

Wh8 = 20.715 + 0.400 × 10.000 × 0.500 = 22.715 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

Ww1 = 0.391 × 10.000 = 3.905 kN/m²

Ww2 = 3.905 + 1.026 × 10.000 = 14.168 kN/m²

Ww3 = 14.168 + 0.626 × 10.000 = 20.430 kN/m²

Ww4 = 20.430 + 0.400 × 10.000 = 24.430 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

Ww5 = (3.643 - 1.000) × 10.000 = 26.430 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 ε = 15.00 x 10^5
- 온도선팽창 계수 α = 1.00 x 10^5
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

10. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.154
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	8.755

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.436

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.063
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	3.605

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.372

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1	= 0.038 × 23.000 × 0.436	= 0.381 kN/m²
Wh2	= 0.381 + 0.326 × 23.000 × 0.436	= 3.653 kN/m²
Wh3	= 3.653 + 0.136 × 23.000 × 0.436	= 5.014 kN/m²

Wh4 = 5.014 + 0.890 × 19.000 × 0.436 = 12.391 kN/m²
Wh5 = 12.391 + 1.026 × 19.000 × 0.436 = 20.892 kN/m²
Wh6 = 20.892 + 0.626 × 19.000 × 0.436 = 26.080 kN/m²
Wh7 = 26.080 + 0.400 × 19.000 × 0.436 = 29.394 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.038 × 23.000 × 0.372 = 0.325 kN/m²
Wh2 = 0.325 + 0.326 × 23.000 × 0.372 = 3.117 kN/m²
Wh3 = 3.117 + 0.136 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²
Wh4 = 4.278 + 0.890 × 19.000 × 0.372 = 10.572 kN/m²
Wh5 = 10.572 + 1.026 × 19.000 × 0.372 = 17.825 kN/m²
Wh6 = 17.825 + 0.626 × 19.000 × 0.372 = 22.252 kN/m²
Wh7 = 22.252 + 0.400 × 19.000 × 0.372 = 25.079 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.038 × 23.000 × 0.436 = 0.381 kN/m²
Wh2 = 0.381 + 0.326 × 23.000 × 0.436 = 3.653 kN/m²
Wh3 = 3.653 + 0.136 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²
Wh4 = 5.014 + 0.500 × 19.000 × 0.436 = 9.156 kN/m²
Wh5 = 9.156 + 0.391 × 10.000 × 0.436 = 10.859 kN/m²
Wh6 = 10.859 + 1.026 × 10.000 × 0.436 = 15.333 kN/m²
Wh7 = 15.333 + 0.626 × 10.000 × 0.436 = 18.063 kN/m²
Wh8 = 18.063 + 0.400 × 10.000 × 0.436 = 19.807 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.038 × 23.000 × 0.372 = 0.325 kN/m²
Wh2 = 0.325 + 0.326 × 23.000 × 0.372 = 3.117 kN/m²
Wh3 = 3.117 + 0.136 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²
Wh4 = 4.278 + 0.500 × 19.000 × 0.372 = 7.812 kN/m²
Wh5 = 7.812 + 0.391 × 10.000 × 0.372 = 9.265 kN/m²
Wh6 = 9.265 + 1.026 × 10.000 × 0.372 = 13.082 kN/m²
Wh7 = 13.082 + 0.626 × 10.000 × 0.372 = 15.412 kN/m²
Wh8 = 15.412 + 0.400 × 10.000 × 0.372 = 16.900 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

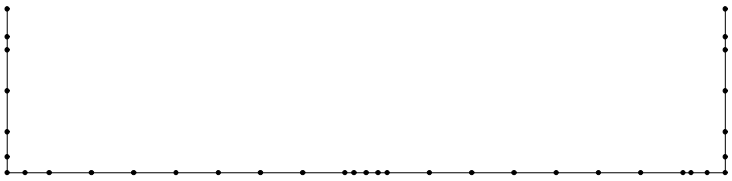
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.600×25.000×0.063 = 0.945	fb = 0.600×25.000×0.154 = 2.310

② 측벽

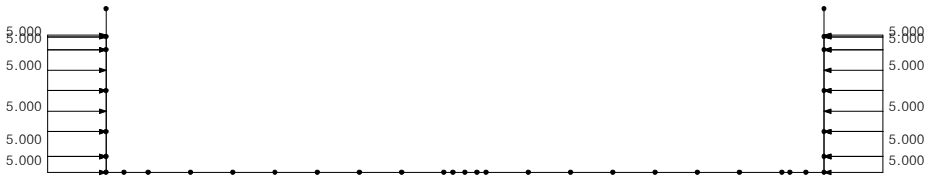
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
f1 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f1 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540
f2 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f2 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540
f3 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f3 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540
f4 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f4 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540
f5 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f5 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540
f6 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f6 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540
f7 = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	f7 = 0.400×25.000×0.154 = 1.540

11. 하 중 재 하 (상시)

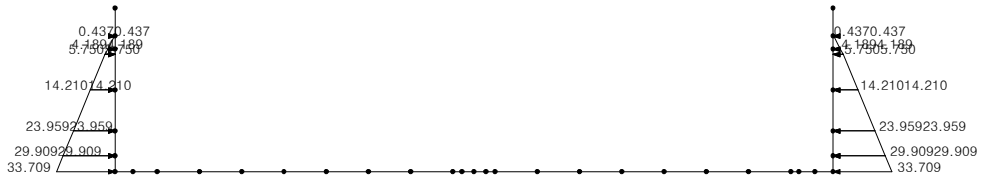
1) CASE1 - 구체자중(SW)



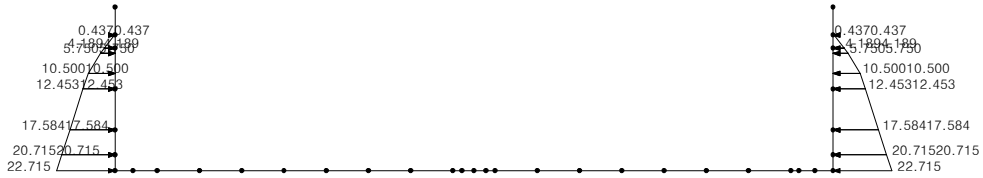
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



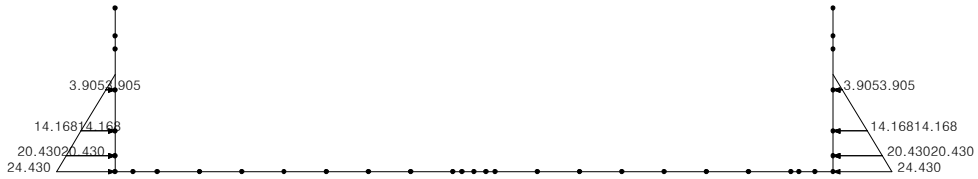
3) CASE3 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



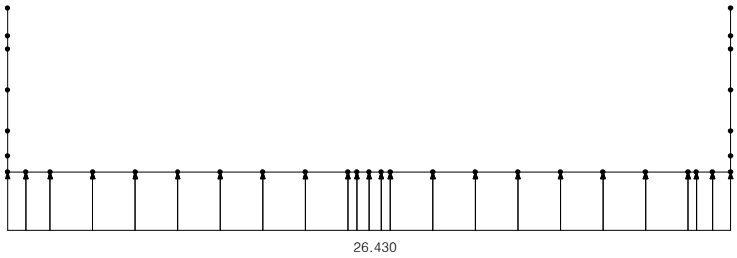
4) CASE4 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



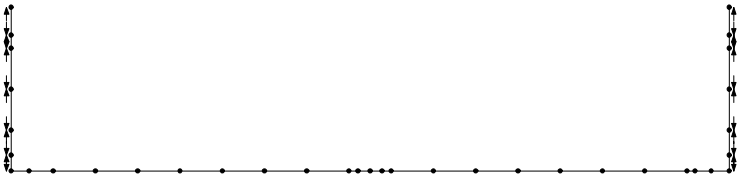
5) CASE5 - 수평수압(WATERH)



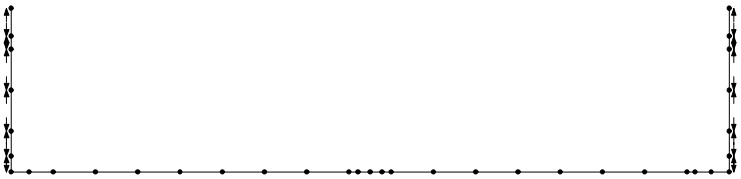
6) CASE6 - 부력(BUOYANCY)



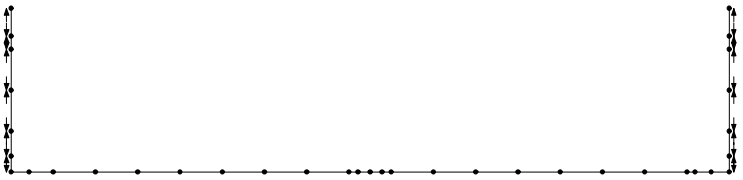
7) CASE7 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



8) CASE8 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

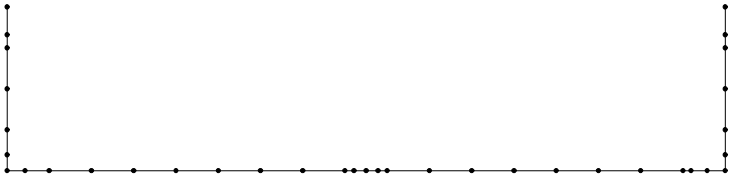


9) CASE9 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

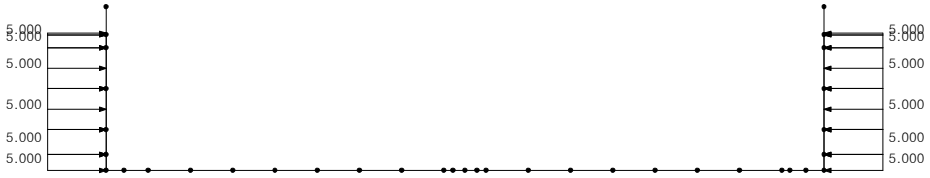


12. 하중 재하 (기능수행)

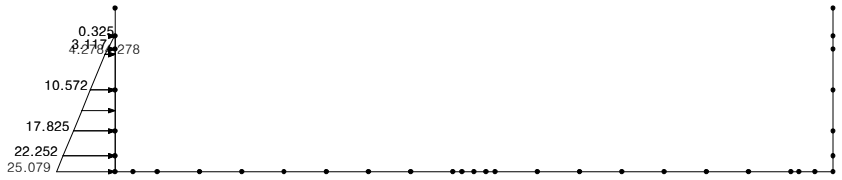
1) CASE1 - 구체자중(SW)



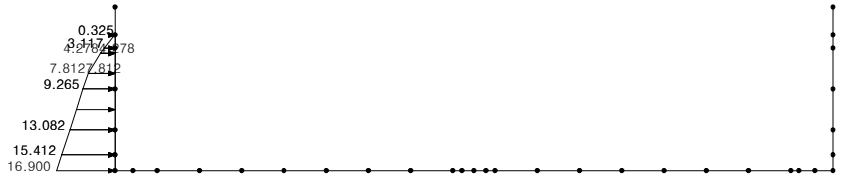
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



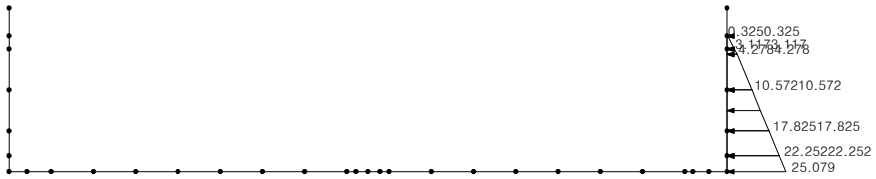
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



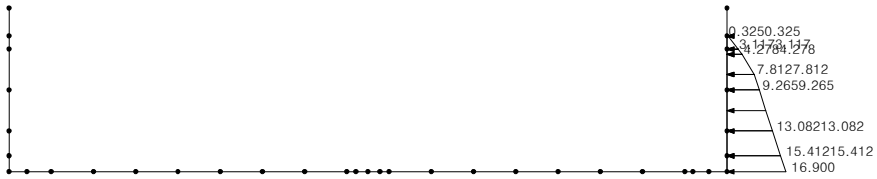
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



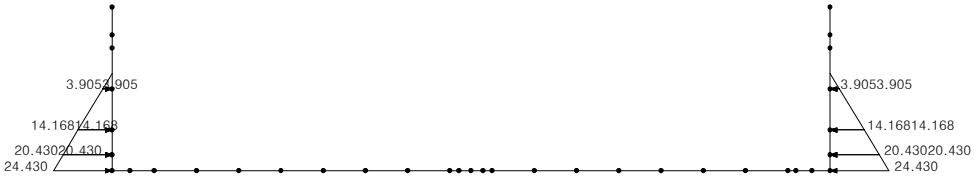
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



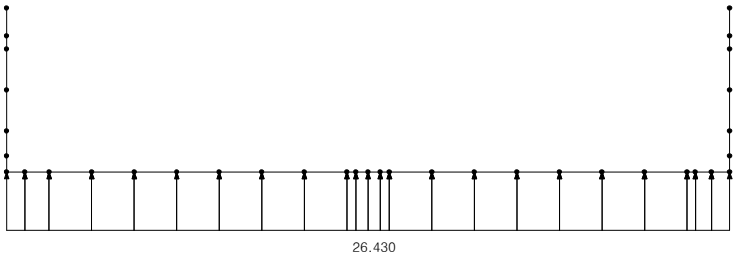
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



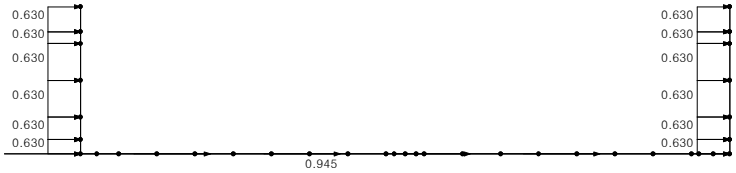
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



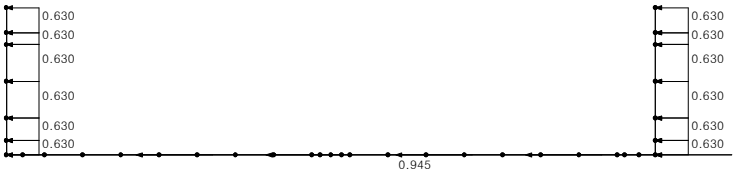
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

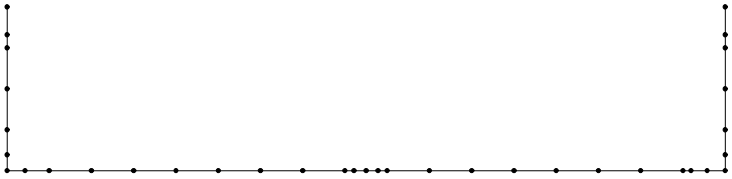


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

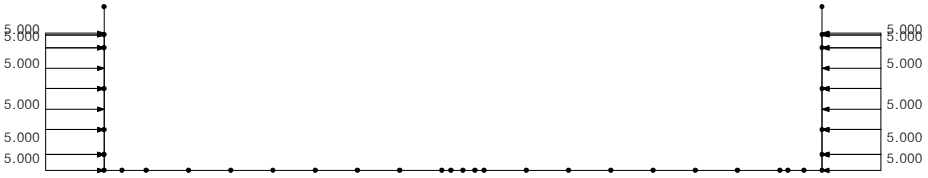


13. 하중 재하 (붕괴방지)

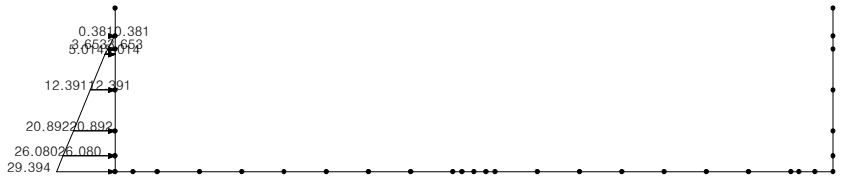
1) CASE1 - 구체자중(SW)



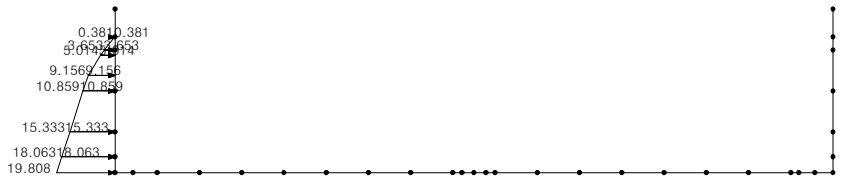
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



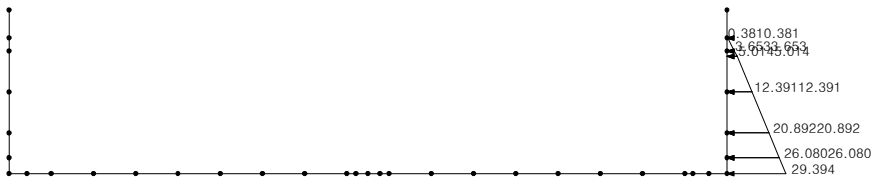
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



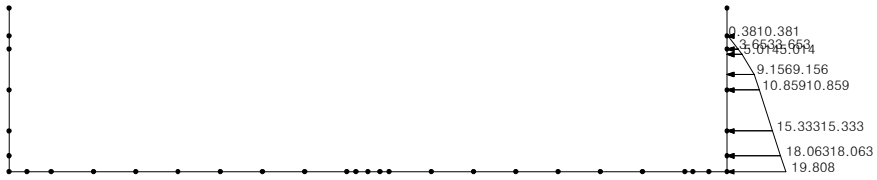
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



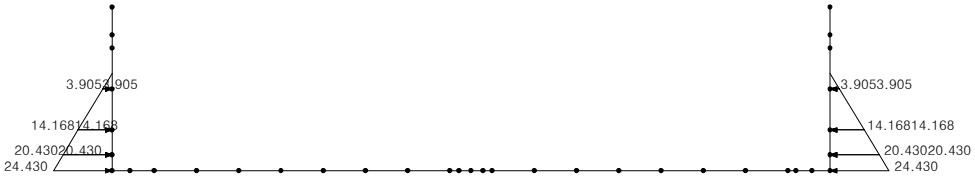
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



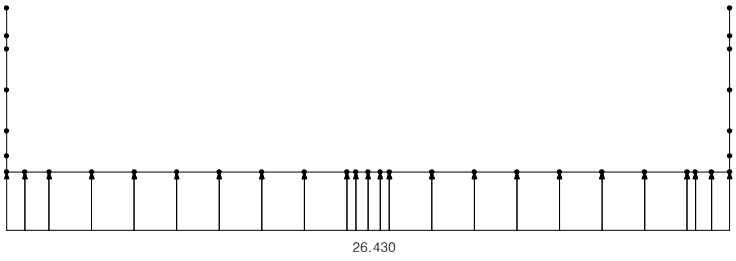
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



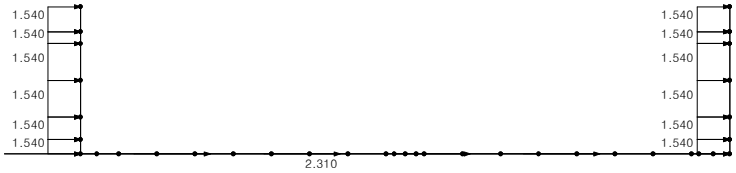
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



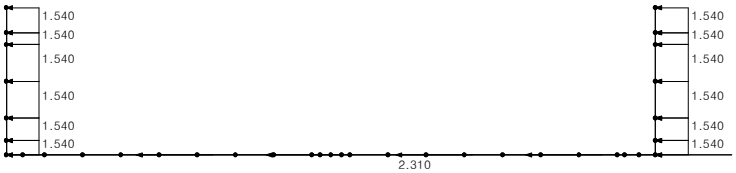
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



14. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.662 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

15. INPUT DATA (상시)

```
;------------------------------------------------------
; ACulvert MIDAS Civil 데이터파일 : 평상시
;------------------------------------------------------

*VERSION
4.3.0

*UNIT
;  FORCE, LENGTH
KN, M

*STRUCTYPE
;  iSTYP, iSMAS, GRAV, TEMPER, bALIGNBEAM, bALIGNSLAB
   1,   1,   9.806,   0.0,    NO,   NO

*NODE
;  iNO, X, Y, Z
    1,       0.000,       0.000,       0.000
    2,       0.450,       0.000,       0.000
    3,       1.053,       0.000,       0.000
    4,       2.106,       0.000,       0.000
    5,       3.159,       0.000,       0.000
    6,       4.212,       0.000,       0.000
    7,       5.265,       0.000,       0.000
    8,       6.318,       0.000,       0.000
    9,       7.371,       0.000,       0.000
   10,       8.424,       0.000,       0.000
   11,       8.650,       0.000,       0.000
   12,       8.950,       0.000,       0.000
   13,       9.250,       0.000,       0.000
   14,       9.476,       0.000,       0.000
   15,      10.529,       0.000,       0.000
   16,      11.582,       0.000,       0.000
   17,      12.635,       0.000,       0.000
   18,      13.688,       0.000,       0.000
   19,      14.741,       0.000,       0.000
   20,      15.794,       0.000,       0.000
   21,      16.847,       0.000,       0.000
   22,      17.050,       0.000,       0.000
   23,      17.450,       0.000,       0.000
   24,      17.900,       0.000,       0.000
   25,      17.900,       0.000,       0.400
   26,      17.900,       0.000,       1.026
   27,      17.900,       0.000,       2.053
   28,      17.900,       0.000,       3.079
   29,      17.900,       0.000,       3.405
   30,      17.900,       0.000,       4.105
   31,       0.000,       0.000,       4.105
   32,       0.000,       0.000,       3.405
   33,       0.000,       0.000,       3.079
   34,       0.000,       0.000,       2.053
   35,       0.000,       0.000,       1.026
   36,       0.000,       0.000,       0.400

*ELEMENT
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, ANGLE, iSUB, EXVAL
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, iN3, iN4, iSUB, iWID
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, iN3, iN4, iN5, iN6, i
    1,       BEAM,    1,    1,     1,     2,  180.000
    2,       BEAM,    1,    3,     2,     3,  180.000
    3,       BEAM,    1,    1,     3,     4,  180.000
    4,       BEAM,    1,    1,     4,     5,  180.000
    5,       BEAM,    1,    1,     5,     6,  180.000
    6,       BEAM,    1,    1,     6,     7,  180.000
    7,       BEAM,    1,    1,     7,     8,  180.000
    8,       BEAM,    1,    1,     8,     9,  180.000
    9,       BEAM,    1,    1,     9,    10,  180.000
   10,       BEAM,    1,    4,    10,    11,  180.000
   11,       BEAM,    1,    3,    11,    12,  180.000
   12,       BEAM,    1,    4,    12,    13,  180.000
   13,       BEAM,    1,    3,    13,    14,  180.000
   14,       BEAM,    1,    1,    14,    15,  180.000
   15,       BEAM,    1,    1,    15,    16,  180.000
   16,       BEAM,    1,    1,    16,    17,  180.000
   17,       BEAM,    1,    1,    17,    18,  180.000
   18,       BEAM,    1,    1,    18,    19,  180.000
   19,       BEAM,    1,    1,    19,    20,  180.000
   20,       BEAM,    1,    1,    20,    21,  180.000
   21,       BEAM,    1,    1,    21,    22,  180.000
   22,       BEAM,    1,    2,    22,    23,  180.000
   23,       BEAM,    1,    1,    23,    24,  180.000
   24,       BEAM,    1,    2,    24,    25,  0.000
   25,       BEAM,    1,    2,    25,    26,  0.000
   26,       BEAM,    1,    2,    26,    27,  0.000
   27,       BEAM,    1,    2,    27,    28,  0.000
   28,       BEAM,    1,    2,    28,    29,  0.000
   29,       BEAM,    1,    2,    29,    30,  0.000
   30,       BEAM,    1,    2,    31,    32,  180.000
   31,       BEAM,    1,    2,    32,    33,  180.000
   32,       BEAM,    1,    2,    33,    34,  180.000
   33,       BEAM,    1,    2,    34,    35,  180.000
   34,       BEAM,    1,    2,    35,    36,  180.000
   35,       BEAM,    1,    2,    36,     1,  180.000

*MATERIAL
; iMAT, TYPE, MNAME, [DATA]          ; STEEL, CONC, USER
; iMAT, TYPE, MNAME, [DATA], [DATA]  ; SRC
; [DATA] : 1, DB, NAME or 2, ELAST, POISN, THERMAL, DEN
    1,       USER,       Mat1,   2,  2.6702e+007, 0.167,    9.99e-006,    25

*SECTION
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, [DATA]                          ; DB/USER
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, BLT, D1, D2, D3, D4, D5, D6     ; 1st line - VALUE
;       AREA, ASY, ASZ, IXX, IYY, IZZ                       ; 2nd line
;       CYP, CYM, CZP, CZM, QYB, QZB, PERI                  ; 3rd line
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, iREPLACE, ELAST, DEN, POIS, POIC ; 1st line - SRC
;       D1, D2, [DATA]                                      ; 2nd line
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, 1, DB, NAME1, NAME2, D1, D2     ; COMBINED
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, 2, D11, D12, D13, D14, D15, D21, D22, D23, D24
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, iYVAR, iZVAR, STYPE             ; 1st line - TAPERED
;       DB, NAME1, NAME2                                    ; 2nd line(STYPE=DB)
;       [DIM1], [DIM2]                                      ; 2nd line(STYPE=USER)
;       D11, D12, D13, D14, D15, D16                        ; 2nd line(STYPE=VALUE)
;            AREA1, ASY1, ASZ1, IXX1, IYY1, IZZ1            ; 3rd line(STYPE=VALUE)
;            CYP1, CYM1, CZP1, CZM1, QYB1, QZB1, PERI1      ; 4th line(STYPE=VALUE)
;       D21, D22, D23, D24, D25, D26                        ; 5th line(STYPE=VALUE)
;            AREA2, ASY2, ASZ2, IXX2, IYY2, IZZ2            ; 6th line(STYPE=VALUE)
;            CYP2, CYM2, CZP2, CZM2, QYB2, QZB2, PERI2      ; 7th line(STYPE=VALUE)
; iSEC, TYPE, SNAME, STYPE1, STYPE2                         ; 1st line - CONSTRUCT
;       SHAPE, ...(same with other type data from shape)    ; Before (STYPE1)
;       SHAPE, ...(same with other type data from shape)    ; After  (STYPE2)
; [DATA] : 1, DB, NAME or 2, D1, D2, D3, D4, D5, D6
; [DIM1], [DIM2] : D1, D2, D3, D4, D5, D6
    1,     DBUSER,  Sec1,   SB,   2,  0.6,  1
    2,     DBUSER,  Sec2,   SB,   2,  0.4,  1
    3,     TAPERED, Sec3,    SB,   1,   1, USER
           0.4, 1, 0, 0, 0, 0, 0.6, 1, 0, 0, 0, 0
    4,     TAPERED, Sec4,    SB,   1,   1, USER
           0.6, 1, 0, 0, 0, 0, 0.4, 1, 0, 0, 0, 0

*VERSION
4.3.0

*SPRING
; NODE_LIST, SDX, SDY, SDZ, SRX, SRY, SRZ
    1,          1,          0,     3106.29,          0,          0,          0
    3,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
    4,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
    5,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
    6,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
    7,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
    8,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
    9,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
   10,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
   14,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
   15,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
   16,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
   17,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
   18,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
   19,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
   20,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
   21,          0,          0,     4502.23,          0,          0,          0
   24,          1,          0,     3106.29,          0,          0,          0

*OFFSET
; ELEM_LIST, TYPE, RGDXi, RGDYi, RGDZi, RGDXj, RGDYj, RGDZj
; ELEM_LIST, TYPE, RGDi, RGDj
    1,    ELEMENT, 0.15,    0
   23,    ELEMENT,    0, 0.15
   24,    ELEMENT, 0.35,    0
   35,    ELEMENT,    0, 0.35

*STLDCASE
; LCNAME, LCTYPE, DESC
SW,  USER
LIVEAH,  USER
SOILB,  USER
SOILBW,  USER
WATERH,  USER
BUOYANCY,  USER
TEMPPLUS,  USER
TEMPMINU,  USER
SHRINK,  USER

*USE-STLD, SW
```

```
*SELFWEIGHT, 0, 0, -1

; End of data for load case [SW] ------------------------

*USE-STLD, LIVEAH

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3,
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.946,        5
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5
   34, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5
   35, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5, 0.054,       -5,     0,     0,     0,     0
                                                          ; End of data for load case [BUOYANCY] -------------------------
; End of data for load case [LIVEAH] -------------------------
                                                          *USE-STLD, TEMPPLUS
*USE-STLD, SOILB
                                                          *VERSION
*BEAMLOAD                                                 5.3.0
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
   35, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  29.9085*ELTEMPER
   34, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  23.9586; ELEM_LIST, TEMPER, GROUP
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  14.2098   24,       10,
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   4.1894   25,       10,
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.132,     5.75   26,       10,
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.437   27,       10,
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.946,        0   28,       10,
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -33.7085   29,       10,
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -29.9085   30,       10,
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -23.9586   31,       10,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -14.2098   32,       10,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.868,    -5.75   33,       10,
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -4.1894   34,       10,
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.437   35,       10,

; End of data for load case [SOILB] --------------------; End of data for load case [TEMPPLUS] -------------------------

*USE-STLD, SOILBW                                         *USE-STLD, TEMPMINU

*BEAMLOAD                                                 *VERSION
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3,  5.3.0
   35, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   20.715,     1,   22.715,     0,     0,     0,     0
   34, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  17.5835*ELTEMPER
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  12.4525; ELEM_LIST, TEMPER, GROUP
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   4.1894   24,      -10,
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.132,     5.75   25,      -10,
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.619,     10.5   26,      -10,
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.437   27,      -10,
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.946,        0   28,      -10,
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -22.715   29,      -10,
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -20.715   30,      -10,
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -17.5835   31,      -10,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -12.4525   32,      -10,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.381,    -10.5   33,      -10,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.868,    -5.75   34,      -10,
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -4.1894   35,      -10,
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.437, 0.054,       -0,     0,     0,     0,     0
                                                          ; End of data for load case [TEMPMINU] -------------------------
; End of data for load case [SOILBW] -------------------------
                                                          *USE-STLD, SHRINK
*USE-STLD, WATERH
                                                          *VERSION
*BEAMLOAD                                                 5.3.0
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.619,        0*ELTEMPER
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    3.905; ELEM_LIST, TEMPER, GROUP
   34, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   14.168   24,      -15,
   35, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    20.43   25,      -15,
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -24.43   26,      -15,
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -20.43   27,      -15,
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -14.168   28,      -15,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -3.905   29,      -15,
                                                             30,      -15,
; End of data for load case [WATERH] --------------------      31,      -15,
                                                             32,      -15,
*USE-STLD, BUOYANCY                                          33,      -15,
                                                             34,      -15,
*BEAMLOAD                                                    35,      -15,
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
    1, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43; End of data for load case [SHRINK] -------------------------
    2, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,     1,    26.43,     0,     0,     0,     0
    3, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43*VERSION
    4, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.434.3.2
    5, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,     1,    26.43,     0,     0,     0,     0
    6, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,     1,    26.43,     0,     0,     0,     0
    7, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,     1,    26.43,     0,     0,     0,     0
    8, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,     1,    26.43,     0,     0,     0,     0
    9, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,     1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   10, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,     1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   11, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,     1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   12, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,     1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   13, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,     1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   14, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,     1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   15, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,     1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   16, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,     1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   17, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,     1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   18, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,     1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   19, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,     1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   20, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,     1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   21, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,     1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   22, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,     1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   23, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,     1,    26.43,     0,     0,     0,     0
```

```
*LOADCOMB
; NAME=NAME, KIND, bACTIVE, iTYPE, DESC  ; line 1
;      ANAL1, LCNAME1, FACT1, ...        ; from line 2
NAME=UL01, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.4
NAME=UL02, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAH,   1.6
     ST,   SOILB,   1.6
     ST,   TEMPPLUS,   1.2
     ST,   SHRINK,   1.2
NAME=UL03, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAH,   1.6
     ST,   SOILB,   1.6
     ST,   TEMPMINU,   1.2
     ST,   SHRINK,   1.2
NAME=UL04, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
NAME=UL05, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAH,   0.8
     ST,   SOILB,   0.8
     ST,   TEMPPLUS,   1.2
     ST,   SHRINK,   1.2
NAME=UL06, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAH,   0.8
     ST,   SOILB,   0.8
     ST,   TEMPMINU,   1.2
     ST,   SHRINK,   1.2
NAME=UL07, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILB,   1.6
NAME=UL08, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILB,   0.8
NAME=UL09, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAH,   1.6
     ST,   SOILBW,   1.6
     ST,   WATERH,   1.6
     ST,   BUOYANCY,   1.2
     ST,   TEMPPLUS,   1.2
     ST,   SHRINK,   1.2
NAME=UL10, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAH,   1.6
     ST,   SOILBW,   1.6
     ST,   WATERH,   1.6
     ST,   BUOYANCY,   1.2
     ST,   TEMPMINU,   1.2
     ST,   SHRINK,   1.2
NAME=UL11, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAH,   0.8
     ST,   SOILBW,   0.8
     ST,   WATERH,   0.8
     ST,   BUOYANCY,   1.2
     ST,   TEMPPLUS,   1.2
     ST,   SHRINK,   1.2
NAME=UL12, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAH,   0.8
     ST,   SOILBW,   0.8
     ST,   WATERH,   0.8
     ST,   BUOYANCY,   1.2
     ST,   TEMPMINU,   1.2
     ST,   SHRINK,   1.2
NAME=UL13, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILBW,   1.6
     ST,   WATERH,   1.6
NAME=UL14, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILBW,   0.8
     ST,   WATERH,   0.8
NAME=SV01, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
NAME=SV02, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   LIVEAH,   1
     ST,   SOILB,   1
     ST,   TEMPPLUS,   1
     ST,   SHRINK,   1
NAME=SV03, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   LIVEAH,   1
     ST,   SOILB,   1
     ST,   TEMPMINU,   1
     ST,   SHRINK,   1
NAME=SV04, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
NAME=SV05, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   LIVEAH,   0.5
     ST,   SOILB,   0.5
     ST,   TEMPPLUS,   1
     ST,   SHRINK,   1
NAME=SV06, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   LIVEAH,   0.5
     ST,   SOILB,   0.5
     ST,   TEMPMINU,   1
     ST,   SHRINK,   1
NAME=SV07, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   SOILB,   1
NAME=SV08, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   SOILB,   0.5
NAME=SV09, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   LIVEAH,   1
     ST,   SOILBW,   1
     ST,   WATERH,   1
     ST,   BUOYANCY,   1
     ST,   TEMPPLUS,   1
     ST,   SHRINK,   1
NAME=SV10, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   LIVEAH,   1
     ST,   SOILBW,   1
     ST,   WATERH,   1
     ST,   BUOYANCY,   1
     ST,   TEMPMINU,   1
     ST,   SHRINK,   1
NAME=SV11, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   LIVEAH,   0.5
     ST,   SOILBW,   0.5
     ST,   WATERH,   0.5
     ST,   BUOYANCY,   1
     ST,   TEMPPLUS,   1
     ST,   SHRINK,   1
NAME=SV12, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   LIVEAH,   0.5
     ST,   SOILBW,   0.5
     ST,   WATERH,   0.5
     ST,   BUOYANCY,   1
     ST,   TEMPMINU,   1
     ST,   SHRINK,   1
NAME=SV13, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   SOILBW,   1
     ST,   WATERH,   1
NAME=SV14, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1
     ST,   SOILBW,   0.5
     ST,   WATERH,   0.5
NAME=ENVUSE, GEN, YES, 1,
     CB,   SV01,   1
     CB,   SV02,   1
     CB,   SV03,   1
     CB,   SV04,   1
     CB,   SV05,   1
     CB,   SV06,   1
     CB,   SV07,   1
     CB,   SV08,   1
     CB,   SV09,   1
     CB,   SV10,   1
     CB,   SV11,   1
     CB,   SV12,   1
     CB,   SV13,   1
     CB,   SV14,   1
NAME=ENVULT, GEN, YES, 1,
     CB,   UL01,   1
     CB,   UL02,   1
     CB,   UL03,   1
     CB,   UL04,   1
     CB,   UL05,   1
     CB,   UL06,   1
     CB,   UL07,   1
     CB,   UL08,   1
     CB,   UL09,   1
     CB,   UL10,   1
     CB,   UL11,   1
     CB,   UL12,   1
```

```
     CB,   UL13,   1
     CB,   UL14,   1

*VERSION
4.3.0

*ENDDATA
```

16. INPUT DATA (기능수행)

```
;---------------------------------------------------
; ACulvert MIDAS Civil 데이터파일 : 내진(기능)
;---------------------------------------------------

*VERSION
4.3.0

*UNIT
;  FORCE, LENGTH
KN, M

*STRUCTYPE
;  iSTYP, iSMAS, GRAV, TEMPER, bALIGNBEAM, bALIGNSLAB
   1,   1,   9.806,   0.0,    NO,   NO

*NODE
;  iNO, X, Y, Z
    1,       0.000,       0.000,       0.000
    2,       0.450,       0.000,       0.000
    3,       1.053,       0.000,       0.000
    4,       2.106,       0.000,       0.000
    5,       3.159,       0.000,       0.000
    6,       4.212,       0.000,       0.000
    7,       5.265,       0.000,       0.000
    8,       6.318,       0.000,       0.000
    9,       7.371,       0.000,       0.000
   10,       8.424,       0.000,       0.000
   11,       8.650,       0.000,       0.000
   12,       8.950,       0.000,       0.000
   13,       9.250,       0.000,       0.000
   14,       9.476,       0.000,       0.000
   15,      10.529,       0.000,       0.000
   16,      11.582,       0.000,       0.000
   17,      12.635,       0.000,       0.000
   18,      13.688,       0.000,       0.000
   19,      14.741,       0.000,       0.000
   20,      15.794,       0.000,       0.000
   21,      16.847,       0.000,       0.000
   22,      17.050,       0.000,       0.000
   23,      17.450,       0.000,       0.000
   24,      17.900,       0.000,       0.000
   25,      17.900,       0.000,       0.400
   26,      17.900,       0.000,       1.026
   27,      17.900,       0.000,       2.053
   28,      17.900,       0.000,       3.079
   29,      17.900,       0.000,       3.405
   30,      17.900,       0.000,       4.105
   31,       0.000,       0.000,       4.105
   32,       0.000,       0.000,       3.405
   33,       0.000,       0.000,       3.079
   34,       0.000,       0.000,       2.053
   35,       0.000,       0.000,       1.026
   36,       0.000,       0.000,       0.400

*ELEMENT
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, ANGLE, iSUB, EXVAL
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, iN3, iN4, iSUB, iWID
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, iN3, iN4, iN5, iN6, i
    1,       BEAM,    1,    1,     1,     2,  180.000
    2,       BEAM,    1,    3,     2,     3,  180.000
    3,       BEAM,    1,    1,     3,     4,  180.000
    4,       BEAM,    1,    1,     4,     5,  180.000
    5,       BEAM,    1,    1,     5,     6,  180.000
    6,       BEAM,    1,    1,     6,     7,  180.000
    7,       BEAM,    1,    1,     7,     8,  180.000
    8,       BEAM,    1,    1,     8,     9,  180.000
    9,       BEAM,    1,    1,     9,    10,  180.000
   10,       BEAM,    1,    4,    10,    11,  180.000
   11,       BEAM,    1,    3,    11,    12,  180.000
   12,       BEAM,    1,    4,    12,    13,  180.000
   13,       BEAM,    1,    3,    13,    14,  180.000
   14,       BEAM,    1,    1,    14,    15,  180.000
   15,       BEAM,    1,    1,    15,    16,  180.000
   16,       BEAM,    1,    1,    16,    17,  180.000
   17,       BEAM,    1,    1,    17,    18,  180.000
   18,       BEAM,    1,    1,    18,    19,  180.000
   19,       BEAM,    1,    1,    19,    20,  180.000
   20,       BEAM,    1,    1,    20,    21,  180.000
   21,       BEAM,    1,    1,    21,    22,  180.000
   22,       BEAM,    1,    2,    22,    23,  180.000
   23,       BEAM,    1,    1,    23,    24,  180.000
   24,       BEAM,    1,    2,    24,    25,  0.000
   25,       BEAM,    1,    2,    25,    26,  0.000
   26,       BEAM,    1,    2,    26,    27,  0.000
   27,       BEAM,    1,    2,    27,    28,  0.000
   28,       BEAM,    1,    2,    28,    29,  0.000
   29,       BEAM,    1,    2,    29,    30,  0.000
   30,       BEAM,    1,    2,    31,    32,  180.000
   31,       BEAM,    1,    2,    32,    33,  180.000
   32,       BEAM,    1,    2,    33,    34,  180.000
   33,       BEAM,    1,    2,    34,    35,  180.000
   34,       BEAM,    1,    2,    35,    36,  180.000
   35,       BEAM,    1,    2,    36,     1,  180.000

*MATERIAL
; iMAT, TYPE, MNAME, [DATA]          ; STEEL, CONC, USER
; iMAT, TYPE, MNAME, [DATA], [DATA]  ; SRC
; [DATA] : 1, DB, NAME or 2, ELAST, POISN, THERMAL, DEN
    1,       USER,       Mat1,   2,  2.6702e+007, 0.167,    9.99e-006,    25

*SECTION
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, [DATA]                          ; DB/USER
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, BLT, D1, D2, D3, D4, D5, D6     ; 1st line - VALUE
;       AREA, ASY, ASZ, IXX, IYY, IZZ                       ; 2nd line
;       CYP, CYM, CZP, CZM, QYB, QZB, PERI                  ; 3rd line
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, iREPLACE, ELAST, DEN, POIS, POIC ; 1st line - SRC
;       D1, D2, [DATA]                                      ; 2nd line
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, 1, DB, NAME1, NAME2, D1, D2     ; COMBINED
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, 2, D11, D12, D13, D14, D15, D21, D22, D23, D24
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, iYVAR, iZVAR, STYPE             ; 1st line - TAPERED
;       DB, NAME1, NAME2                                    ; 2nd line(STYPE=DB)
;       [DIM1], [DIM2]                                      ; 2nd line(STYPE=USER)
;       D11, D12, D13, D14, D15, D16                        ; 2nd line(STYPE=VALUE)
;            AREA1, ASY1, ASZ1, IXX1, IYY1, IZZ1            ; 3rd line(STYPE=VALUE)
;            CYP1, CYM1, CZP1, CZM1, QYB1, QZB1, PERI1      ; 4th line(STYPE=VALUE)
;       D21, D22, D23, D24, D25, D26                        ; 5th line(STYPE=VALUE)
;            AREA2, ASY2, ASZ2, IXX2, IYY2, IZZ2            ; 6th line(STYPE=VALUE)
;            CYP2, CYM2, CZP2, CZM2, QYB2, QZB2, PERI2      ; 7th line(STYPE=VALUE)
; iSEC, TYPE, SNAME, STYPE1, STYPE2                         ; 1st line - CONSTRUCT
;       SHAPE, ...(same with other type data from shape)    ; Before (STYPE1)
;       SHAPE, ...(same with other type data from shape)    ; After  (STYPE2)
; [DATA] : 1, DB, NAME or 2, D1, D2, D3, D4, D5, D6
; [DIM1], [DIM2] : D1, D2, D3, D4, D5, D6
    1,     DBUSER,  Sec1,   SB,   2,  0.6,  1
    2,     DBUSER,  Sec2,   SB,   2,  0.4,  1
    3,     TAPERED, Sec3,    SB,   1,   1, USER
           0.4, 1, 0, 0, 0, 0, 0.6, 1, 0, 0, 0, 0
    4,     TAPERED, Sec4,    SB,   1,   1, USER
           0.6, 1, 0, 0, 0, 0, 0.4, 1, 0, 0, 0, 0

*VERSION
4.3.0

*SPRING
; NODE_LIST, SDX, SDY, SDZ, SRX, SRY, SRZ
    1,       23333,          0,     6212.79,          0,          0,          0
    3,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    4,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    5,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    6,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    7,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    8,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    9,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   10,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   14,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   15,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   16,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   17,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   18,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   19,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   20,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   21,     3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   24,       23333,          0,     6212.79,          0,          0,          0
   26,     29448.7,          0,     9816.25,          0,          0,          0
   27,     29448.7,          0,     9816.25,          0,          0,          0
   28,     29448.7,          0,     9816.25,          0,          0,          0
   33,     29448.7,          0,     9816.25,          0,          0,          0
   34,     29448.7,          0,     9816.25,          0,          0,          0
   35,     29448.7,          0,     9816.25,          0,          0,          0

*OFFSET
; ELEM_LIST, TYPE, RGDXi, RGDYi, RGDZi, RGDXj, RGDYj, RGDZj
; ELEM_LIST, TYPE, RGDi, RGDj
    1,    ELEMENT, 0.15,    0
   23,    ELEMENT,    0, 0.15
   24,    ELEMENT, 0.35,    0
   35,    ELEMENT,    0, 0.35

*STLDCASE
; LCNAME, LCTYPE, DESC
SW,  USER
LIVEAHE,  USER
SOILLE2,  USER
SOILLWE2,  USER
SOILRE2,  USER
SOILRWE2,  USER
```

```
WATERH,  USER
BUOYANCY,  USER
FUNINER,  USER
FUNINER2,  USER

*USE-STLD, SW

*SELFWEIGHT, 0, 0, -1

; End of data for load case [SW] ------------------------

*USE-STLD, LIVEAHE

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.946,        5
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5
   34, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5
   35, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5

; End of data for load case [LIVEAHE] ------------------

*USE-STLD, SOILLE2

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3,
   35, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  22.2519
   34, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  17.8252
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  10.5721
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    3.117
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.132,    4.278
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   0.3251
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.946,        0,
; End of data for load case [SOILLE2] -------------------------

*USE-STLD, SOILLWE2

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3,
   35, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   15.412
   34, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  13.0821
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   9.2647
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    3.117
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.132,    4.278
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.619,    7.812
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   0.3251
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.946,        0
; End of data for load case [SOILLWE2] ------------------

*USE-STLD, SOILRE2

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3,
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -25.0791
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -22.2519
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -17.8252
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -10.5721
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.868,   -4.278
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -3.117
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -0.3251
; End of data for load case [SOILRE2] -------------------

*USE-STLD, SOILRWE2

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3,
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -16.9
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -15.412
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -13.0821
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -9.2647
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.381,   -7.812
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.868,   -4.278,
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -3.117
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -0.3251, 0.054,
; End of data for load case [SOILRWE2] ------------------------

*USE-STLD, WATERH

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.619,        0,        1,    3.905,     0,     0,     0,     0
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    3.905,        1,   14.168,     0,     0,     0,     0
   34, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   14.168,        1,   20.43,      0,     0,     0,     0
   35, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   20.43,         1,   24.43,      0,     0,     0,     0
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -24.43,         1,  -20.43,      0,     0,     0,     0
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -20.43,         1,  -14.168,     0,     0,     0,     0
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -14.168,        1,   -3.905,     0,     0,     0,     0
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -3.905, 0.381,        -0,      0,     0,     0,     0

; End of data for load case [WATERH] -------------------------

*USE-STLD, BUOYANCY
*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
   1, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   2, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   3, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   4, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   5, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   6, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   7, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   8, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   9, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   10, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   11, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   12, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   13, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   14, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   15, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   16, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   17, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   18, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   19, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   20, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   21, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   22, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   23, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,    26.43,        1,    26.43,     0,     0,     0,     0
   1,  0.3251,     0,      0,     0,     0
; End of data for load case [BUOYANCY] -------------------------

*USE-STLD, FUNINER

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,        1,     0.63,     0,     0,     0,     0
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,        1,     0.63,     0,     0,     0,     0
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,        1,     0.63,     0,     0,     0,     0
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,        1,     0.63,     0,     0,     0,     0
   34, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,        1,     0.63,     0,     0,     0,     0
   35, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,        1,     0.63,     0,     0,     0,     0
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,        1,     0.63,     0,     0,     0,     0
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,        1,     0.63,     0,     0,     0,     0
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,        1,     0.63,     0,     0,     0,     0
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,        1,     0.63,     0,     0,     0,     0
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,        1,     0.63,     0,     0,     0,     0
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,     0.63,        1,     0.63,     0,     0,     0,     0
   1, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   2, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   3, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   4, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   5, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   6, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   7, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   8, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   9, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   10, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   11, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   12, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   13, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   14, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   15, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   16, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   17, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   18, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   19, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   20, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   21, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   22, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   23, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    0.945,        1,    0.945,     0,     0,     0,     0
   1,  -3.117,     0,      0,     0,     0
; End of data for load case [FUNINER] -------------------------

*USE-STLD, FUNINER2

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63,        1,    -0.63,     0,     0,     0,     0
```

```
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63     ST,   FUNINER2,   1
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63NAME=UE11, GEN, YES, 0,
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63     ST,   SW,   1.2
   34, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63     ST,   LIVEAHE,   0.5
   35, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63     ST,   SOILLWE2,   0.5
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63     ST,   WATERH,   0.5
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63     ST,   FUNINER,   1
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63NAME=UE12, GEN, YES, 0,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63     ST,   SW,   1.2
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63     ST,   LIVEAHE,   0.5
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -0.63     ST,   SOILRWE2,   0.5
    1, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945     ST,   WATERH,   0.5
    2, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945     ST,   FUNINER2,   1
    3, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945NAME=UE13, GEN, YES, 0,
    4, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945     ST,   SW,   0.9
    5, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945     ST,   SOILLWE2,   1
    6, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945     ST,   WATERH,   1
    7, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945     ST,   FUNINER,   1
    8, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945NAME=UE14, GEN, YES, 0,
    9, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945     ST,   SW,   0.9
   10, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945     ST,   SOILRWE2,   1
   11, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945     ST,   WATERH,   1
   12, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945     ST,   FUNINER2,   1
   13, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945NAME=UE15, GEN, YES, 0,
   14, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945     ST,   SW,   0.9
   15, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945     ST,   SOILLWE2,   0.5
   16, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945     ST,   WATERH,   0.5
   17, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945     ST,   FUNINER,   1
   18, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945NAME=UE16, GEN, YES, 0,
   19, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945     ST,   SW,   0.9
   20, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945     ST,   SOILRWE2,   0.5
   21, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945     ST,   WATERH,   0.5
   22, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945     ST,   FUNINER2,   1
   23, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -0.945NAME=ENVEQ, GEN, YES, 1,
                                                          CB,   UE01,   1
; End of data for load case [FUNINER2] -----------------   CB,   UE02,   1
                                                          CB,   UE03,   1
*VERSION                                                  CB,   UE04,   1
4.3.2                                                     CB,   UE05,   1
                                                          CB,   UE06,   1
*LOADCOMB                                                 CB,   UE07,   1
; NAME=NAME, KIND, bACTIVE, iTYPE, DESC  ; line 1         CB,   UE08,   1
;      ANAL1, LCNAME1, FACT1, ...        ; from line 2     CB,   UE09,   1
NAME=UE01, GEN, YES, 0,                                   CB,   UE10,   1
     ST,   SW,   1.2                                      CB,   UE11,   1
     ST,   LIVEAHE,   1                                   CB,   UE12,   1
     ST,   SOILLE2,   1                                   CB,   UE13,   1
     ST,   FUNINER,   1                                   CB,   UE14,   1
NAME=UE02, GEN, YES, 0,                                   CB,   UE15,   1
     ST,   SW,   1.2                                      CB,   UE16,   1
     ST,   LIVEAHE,   1
     ST,   SOILRE2,   1                          *VERSION
     ST,   FUNINER2,   1                         4.3.0
NAME=UE03, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2                             *ENDDATA
     ST,   LIVEAHE,   0.5
     ST,   SOILLE2,   0.5
     ST,   FUNINER,   1
NAME=UE04, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAHE,   0.5
     ST,   SOILRE2,   0.5
     ST,   FUNINER2,   1
NAME=UE05, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILLE2,   1
     ST,   FUNINER,   1
NAME=UE06, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILRE2,   1
     ST,   FUNINER2,   1
NAME=UE07, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILLE2,   0.5
     ST,   FUNINER,   1
NAME=UE08, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILRE2,   0.5
     ST,   FUNINER2,   1
NAME=UE09, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAHE,   1
     ST,   SOILLWE2,   1
     ST,   WATERH,   1
     ST,   FUNINER,   1
NAME=UE10, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAHE,   1
     ST,   SOILRWE2,   1
     ST,   WATERH,   1
```

17. INPUT DATA (붕괴방지)

```
;------------------------------------------------------------
; ACulvert MIDAS Civil 데이터파일 : 내진(붕괴)
;------------------------------------------------------------

*VERSION
4.3.0

*UNIT
;  FORCE, LENGTH
KN, M

*STRUCTYPE
;  iSTYP, iSMAS, GRAV, TEMPER, bALIGNBEAM, bALIGNSLAB
   1,   1,   9.806,   0.0,    NO,   NO

*NODE
;  iNO, X, Y, Z
    1,       0.000,       0.000,       0.000
    2,       0.450,       0.000,       0.000
    3,       1.053,       0.000,       0.000
    4,       2.106,       0.000,       0.000
    5,       3.159,       0.000,       0.000
    6,       4.212,       0.000,       0.000
    7,       5.265,       0.000,       0.000
    8,       6.318,       0.000,       0.000
    9,       7.371,       0.000,       0.000
   10,       8.424,       0.000,       0.000
   11,       8.650,       0.000,       0.000
   12,       8.950,       0.000,       0.000
   13,       9.250,       0.000,       0.000
   14,       9.476,       0.000,       0.000
   15,      10.529,       0.000,       0.000
   16,      11.582,       0.000,       0.000
   17,      12.635,       0.000,       0.000
   18,      13.688,       0.000,       0.000
   19,      14.741,       0.000,       0.000
   20,      15.794,       0.000,       0.000
   21,      16.847,       0.000,       0.000
   22,      17.050,       0.000,       0.000
   23,      17.450,       0.000,       0.000
   24,      17.900,       0.000,       0.000
   25,      17.900,       0.000,       0.400
   26,      17.900,       0.000,       1.026
   27,      17.900,       0.000,       2.053
   28,      17.900,       0.000,       3.079
   29,      17.900,       0.000,       3.405
   30,      17.900,       0.000,       4.105
   31,       0.000,       0.000,       4.105
   32,       0.000,       0.000,       3.405
   33,       0.000,       0.000,       3.079
   34,       0.000,       0.000,       2.053
   35,       0.000,       0.000,       1.026
   36,       0.000,       0.000,       0.400

*ELEMENT
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, ANGLE, iSUB, EXVAL
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, iN3, iN4, iSUB, iWID
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, iN3, iN4, iN5, iN6, iN7,
    1,       BEAM,    1,    1,    1,    2,  180.000
    2,       BEAM,    1,    3,    2,    3,  180.000
    3,       BEAM,    1,    1,    3,    4,  180.000
    4,       BEAM,    1,    1,    4,    5,  180.000
    5,       BEAM,    1,    1,    5,    6,  180.000
    6,       BEAM,    1,    1,    6,    7,  180.000
    7,       BEAM,    1,    1,    7,    8,  180.000
    8,       BEAM,    1,    1,    8,    9,  180.000
    9,       BEAM,    1,    1,    9,   10,  180.000
   10,       BEAM,    1,    4,   10,   11,  180.000
   11,       BEAM,    1,    3,   11,   12,  180.000
   12,       BEAM,    1,    4,   12,   13,  180.000
   13,       BEAM,    1,    3,   13,   14,  180.000
   14,       BEAM,    1,    1,   14,   15,  180.000
   15,       BEAM,    1,    1,   15,   16,  180.000
   16,       BEAM,    1,    1,   16,   17,  180.000
   17,       BEAM,    1,    1,   17,   18,  180.000
   18,       BEAM,    1,    1,   18,   19,  180.000
   19,       BEAM,    1,    1,   19,   20,  180.000
   20,       BEAM,    1,    1,   20,   21,  180.000
   21,       BEAM,    1,    1,   21,   22,  180.000
   22,       BEAM,    1,    2,   22,   23,  180.000
   23,       BEAM,    1,    1,   23,   24,  180.000
   24,       BEAM,    1,    2,   24,   25,  0.000
   25,       BEAM,    1,    2,   25,   26,  0.000
   26,       BEAM,    1,    2,   26,   27,  0.000
   27,       BEAM,    1,    2,   27,   28,  0.000
   28,       BEAM,    1,    2,   28,   29,  0.000
   31,       BEAM,    1,    2,   32,   33,  180.000
   32,       BEAM,    1,    2,   33,   34,  180.000
   33,       BEAM,    1,    2,   34,   35,  180.000
   34,       BEAM,    1,    2,   35,   36,  180.000
   35,       BEAM,    1,    2,   36,    1,  180.000

*MATERIAL
; iMAT, TYPE, MNAME, [DATA]          ; STEEL, CONC, USER
; iMAT, TYPE, MNAME, [DATA], [DATA]  ; SRC
; [DATA] : 1, DB, NAME or 2, ELAST, POISN, THERMAL, DEN
    1,       USER,       Mat1,   2,  2.6702e+007, 0.167,    9.99e-006,    25

*SECTION
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, [DATA]                          ; DB/USER
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, BLT, D1, D2, D3, D4, D5, D6     ; 1st line - VALUE
;       AREA, ASY, ASZ, IXX, IYY, IZZ                       ; 2nd line
;       CYP, CYM, CZP, CZM, QYB, QZB, PERI                  ; 3rd line
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, iREPLACE, ELAST, DEN, POIS, POIC ; 1st line - SRC
;       D1, D2, [DATA]                                      ; 2nd line
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, 1, DB, NAME1, NAME2, D1, D2     ; COMBINED
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, 2, D11, D12, D13, D14, D15, D21, D22, D23, D24
; iSEC, TYPE, SNAME, SHAPE, iYVAR, iZVAR, STYPE             ; 1st line - TAPERED
;       DB, NAME1, NAME2                                    ; 2nd line(STYPE=DB)
;       [DIM1], [DIM2]                                      ; 2nd line(STYPE=USER)
;       D11, D12, D13, D14, D15, D16                        ; 2nd line(STYPE=VALUE)
;            AREA1, ASY1, ASZ1, IXX1, IYY1, IZZ1            ; 3rd line(STYPE=VALUE)
;            CYP1, CYM1, CZP1, CZM1, QYB1, QZB1, PERI1      ; 4th line(STYPE=VALUE)
;       D21, D22, D23, D24, D25, D26                        ; 5th line(STYPE=VALUE)
;            AREA2, ASY2, ASZ2, IXX2, IYY2, IZZ2            ; 6th line(STYPE=VALUE)
;            CYP2, CYM2, CZP2, CZM2, QYB2, QZB2, PERI2      ; 7th line(STYPE=VALUE)
; iSEC, TYPE, SNAME, STYPE1, STYPE2                         ; 1st line - CONSTRUCT
;       SHAPE, ...(same with other type data from shape)    ; Before (STYPE1)
;       SHAPE, ...(same with other type data from shape)    ; After  (STYPE2)
; [DATA] : 1, DB, NAME or 2, D1, D2, D3, D4, D5, D6
; [DIM1], [DIM2] : D1, D2, D3, D4, D5, D6
    1,    DBUSER,  Sec1,   SB,   2,  0.6,  1
    2,    DBUSER,  Sec2,   SB,   2,  0.4,  1
    3,    TAPERED, Sec3,    SB,   1,   1, USER
          0.4, 1, 0, 0, 0, 0, 0.6, 1, 0, 0, 0, 0
    4,    TAPERED, Sec4,    SB,   1,   1, USER
          0.6, 1, 0, 0, 0, 0, 0.4, 1, 0, 0, 0, 0

*VERSION
4.3.0

*SPRING
; NODE_LIST, SDX, SDY, SDZ, SRX, SRY, SRZ
    1,      23333,          0,     6212.79,          0,          0,          0
    3,    3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    4,    3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    5,    3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    6,    3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    7,    3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    8,    3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
    9,    3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   10,    3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   14,    3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   15,    3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   16,    3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   17,    3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   18,    3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   19,    3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   20,    3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   21,    3001.59,          0,     9004.77,          0,          0,          0
   24,      23333,          0,     6212.79,          0,          0,          0
   26,    29448.7,          0,     9816.25,          0,          0,          0
   27,    29448.7,          0,     9816.25,          0,          0,          0
   28,    29448.7,          0,     9816.25,          0,          0,          0
   33,    29448.7,          0,     9816.25,          0,          0,          0
   34,    29448.7,          0,     9816.25,          0,          0,          0
   35,    29448.7,          0,     9816.25,          0,          0,          0

*OFFSET
; ELEM_LIST, TYPE, RGDXi, RGDYi, RGDZi, RGDXj, RGDYj, RGDZj
; ELEM_LIST, TYPE, RGDi, RGDj
    1,    ELEMENT, 0.15,    0
   23,    ELEMENT,    0, 0.15
   24,    ELEMENT, 0.35,    0
   35,    ELEMENT,    0, 0.35

*STLDCASE
; LCNAME, LCTYPE, DESC
SW,  USER
LIVEAHE,  USER
SOILLE,  USER
SOILLWE,  USER
```

```
   29,       BEAM,    1,    2,    29,    30,  0.000
   30,       BEAM,    1,    2,    31,    32,  180.000
WATERH,  USER
BUOYANCY,  USER
COLINER,  USER
COLINER2,  USER

*USE-STLD, SW

*SELFWEIGHT, 0, 0, -1

; End of data for load case [SW] -------------------------

*USE-STLD, LIVEAHE

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.946,        5,
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5,
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5,
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5,
   34, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5,
   35, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,        5,
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5,
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5,
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5,
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5,
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,       -5, (

; End of data for load case [LIVEAHE] --------------------

*USE-STLD, SOILLE

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3,
   35, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  26.0802,
   34, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  20.8919,
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  12.3909,
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   3.6532, (
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.132,    5.014,
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   0.3811,
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.946,        0,

; End of data for load case [SOILLE] ---------------------

*USE-STLD, SOILLWE

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3,
   35, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  18.0635,
   34, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  15.3328,
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  10.8586,
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   3.6532, (
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.132,    5.014, (
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.619,    9.156,
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   0.3811,
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.946,        0,

; End of data for load case [SOILLWE] --------------------

*USE-STLD, SOILRE

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3,
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -29.3938,
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -26.0802,
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -20.8919,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -12.3909, (
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.868,   -5.014,
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -3.6532,
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -0.3811, (

; End of data for load case [SOILRE] ---------------------

*USE-STLD, SOILRWE

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3,
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -19.8075,
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -18.0635,
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -15.3328,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0, -10.8586, (
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.381,   -9.156, (
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.868,   -5.014,
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -3.6532,
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -0.3811, 0.054,

; End of data for load case [SOILRWE] --------------------

SOILRE,  USER
SOILRWE,  USER
*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,   0.619,        0,      1,    3.905,     0,     0,
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    3.905,      1,   14.168,     0,     0,
   34, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   14.168,      1,    20.43,     0,     0,
   35, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    20.43,      1,    24.43,     0,     0,
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -24.43,      1,   -20.43,     0,     0,
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -20.43,      1,  -14.168,     0,     0,
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,  -14.168,      1,   -3.905,     0,     0,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,   -3.905, 0.381,       -0,     0,     0,

; End of data for load case [WATERH] -------------------------

*USE-STLD, BUOYANCY
*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
   1, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
   2, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
   3, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
   4, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
   5, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
   6, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
   7, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
   8, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
   9, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
  10, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
  11, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
  12, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
  13, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
  14, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
  15, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
  16, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
  17, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
  18, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
  19, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
  20, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
  21, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
  22, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
  23, BEAM,    UNILOAD,    GZ,    NO,       0,   26.43,      1,   26.43,     0,     0,
   1,   0.3811,     0,     0,     0,     0
; End of data for load case [BUOYANCY] -------------------------

*USE-STLD, COLINER

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
  30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    1.54,      1,    1.54,     0,     0,
  31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    1.54,      1,    1.54,     0,     0,
  32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    1.54,      1,    1.54,     0,     0,
  33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    1.54,      1,    1.54,     0,     0,
  34, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    1.54,      1,    1.54,     0,     0,
  35, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    1.54,      1,    1.54,     0,     0,
  24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    1.54,      1,    1.54,     0,     0,
  25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    1.54,      1,    1.54,     0,     0,
  26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    1.54,      1,    1.54,     0,     0,
  27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    1.54,      1,    1.54,     0,     0,
  28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    1.54,      1,    1.54,     0,     0,
  29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    1.54,      1,    1.54,     0,     0,
   1, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
   2, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
   3, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
   4, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
   5, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
   6, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
   7, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
   8, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
   9, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
  10, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
  11, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
  12, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
  13, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
  14, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
  15, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
  16, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
  17, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
  18, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
  19, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
  20, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
  21, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
  22, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
  23, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    2.31,      1,    2.31,     0,     0,
   1,  -3.6532,     0,     0,     0,     0
; End of data for load case [COLINER] -------------------------

*USE-STLD, COLINER2
```

```
*USE-STLD, WATERH
   31, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,
   32, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,
   33, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,
   34, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,
   35, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,
   24, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,
   25, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,
   26, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,
   27, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,
   28, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,
   29, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,
    1, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
    2, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
    3, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
    4, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
    5, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
    6, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
    7, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
    8, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
    9, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
   10, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
   11, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
   12, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
   13, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
   14, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
   15, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
   16, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
   17, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
   18, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
   19, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
   20, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
   21, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
   22, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,
   23, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -2.31,

; End of data for load case [COLINER2] ----------------------

*VERSION
4.3.2

*LOADCOMB
; NAME=NAME, KIND, bACTIVE, iTYPE, DESC  ; line 1
;      ANAL1, LCNAME1, FACT1, ...        ; from line 2
NAME=UE01, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAHE,   1
     ST,   SOILLE,   1
     ST,   COLINER,   1
NAME=UE02, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAHE,   1
     ST,   SOILRE,   1
     ST,   COLINER2,   1
NAME=UE03, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAHE,   0.5
     ST,   SOILLE,   0.5
     ST,   COLINER,   1
NAME=UE04, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAHE,   0.5
     ST,   SOILRE,   0.5
     ST,   COLINER2,   1
NAME=UE05, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILLE,   1
     ST,   COLINER,   1
NAME=UE06, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILRE,   1
     ST,   COLINER2,   1
NAME=UE07, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILLE,   0.5
     ST,   COLINER,   1
NAME=UE08, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   0.9
     ST,   SOILRE,   0.5
     ST,   COLINER2,   1
NAME=UE09, GEN, YES, 0,
     ST,   SW,   1.2
     ST,   LIVEAHE,   1
     ST,   SOILLWE,   1
     ST,   WATERH,   1
     ST,   COLINER,   1
NAME=UE10, GEN, YES, 0,

*BEAMLOAD
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
   30, BEAM,    UNILOAD,    GX,    NO,       0,    -1.54,     1,    -1.54,     0,     0,
      ST,   COLINER2,   1
NAME=UE11, GEN, YES, 0,
      ST,   SW,   1.2
      ST,   LIVEAHE,   0.5
      ST,   SOILLWE,   0.5
      ST,   WATERH,   0.5
      ST,   COLINER,   1
NAME=UE12, GEN, YES, 0,
      ST,   SW,   1.2
      ST,   LIVEAHE,   0.5
      ST,   SOILRWE,   0.5
      ST,   WATERH,   0.5
      ST,   COLINER2,   1
NAME=UE13, GEN, YES, 0,
      ST,   SW,   0.9
      ST,   SOILLWE,   1
      ST,   WATERH,   1
      ST,   COLINER,   1
NAME=UE14, GEN, YES, 0,
      ST,   SW,   0.9
      ST,   SOILRWE,   1
      ST,   WATERH,   1
      ST,   COLINER2,   1
NAME=UE15, GEN, YES, 0,
      ST,   SW,   0.9
      ST,   SOILLWE,   0.5
      ST,   WATERH,   0.5
      ST,   COLINER,   1
NAME=UE16, GEN, YES, 0,
      ST,   SW,   0.9
      ST,   SOILRWE,   0.5
      ST,   WATERH,   0.5
      ST,   COLINER2,   1
NAME=ENVEQ, GEN, YES, 1,
      CB,   UE01,   1
      CB,   UE02,   1
      CB,   UE03,   1
      CB,   UE04,   1
      CB,   UE05,   1
      CB,   UE06,   1
      CB,   UE07,   1
      CB,   UE08,   1
      CB,   UE09,   1
      CB,   UE10,   1
      CB,   UE11,   1
      CB,   UE12,   1
      CB,   UE13,   1
      CB,   UE14,   1
      CB,   UE15,   1
      CB,   UE16,   1

*VERSION
4.3.0

*ENDDATA
```

```
ST,   SW,   1.2
ST,   LIVEAHE,   1
ST,   SOILRWE,   1
ST,   WATERH,   1
```

18. OUTPUT DATA (상시)

1) 계수하중

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVULT MAX	0.33333	0.00000	-23.30000	4.30000
1	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	-27.40000	14.50000
1	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MIN	0.33333	-149.00000	-54.40000	-172.10000
1	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	-50.30000	-156.40000
1	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	-27.40000	14.50000
2	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	-34.20000	39.60000
2	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	-50.30000	-156.40000
2	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	-51.20000	-129.20000
2	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	-7.70000	39.60000
3	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	-22.90000	60.80000
3	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	-48.20000	-129.20000
3	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	-45.80000	-86.10000
3	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	2.60000	60.80000
4	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	-13.60000	69.70000
4	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	-41.00000	-86.10000
4	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	-39.60000	-50.50000
4	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	10.00000	69.70000
5	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	-6.40000	70.80000
5	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	-33.80000	-50.50000
5	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	-33.30000	-22.50000
5	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	14.00000	70.80000
6	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	-1.20000	67.70000
6	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	-27.30000	-22.50000
6	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	-27.60000	-4.90000
6	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	15.30000	67.70000
7	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	2.30000	63.20000
7	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	-21.60000	-4.90000
7	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	-22.50000	6.90000
7	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	14.50000	63.20000
8	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	4.30000	59.60000
8	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	-16.70000	6.90000
8	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	-18.20000	14.80000
8	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	12.30000	59.60000
9	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	-12.50000	14.80000
9	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	-14.40000	19.30000
9	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	9.30000	58.30000
10	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	5.30000	56.70000
10	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	-8.80000	19.30000
10	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	-5.00000	18.20000
10	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	5.30000	56.70000
11	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.10000	55.80000
11	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	-5.00000	18.20000
11	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	0.00000	17.70000
11	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.10000	55.80000
12	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	5.10000	56.60000
12	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	0.00000	17.70000
12	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	-5.20000	18.20000
12	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	5.10000	56.60000
13	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	8.80000	58.20000
13	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	-5.20000	18.20000
13	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	-9.10000	19.30000
13	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	14.50000	58.20000
14	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	12.60000	59.30000
14	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	-5.20000	19.30000
14	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	-12.10000	14.80000
14	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	18.20000	59.30000
15	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	16.70000	62.70000
15	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	-4.20000	14.80000
15	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	-14.30000	6.80000
15	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	22.50000	62.70000
16	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	21.60000	67.00000
16	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	-2.20000	6.80000
16	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	-15.10000	-5.00000
16	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	27.60000	67.00000
17	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	27.30000	70.10000
17	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

9	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	5.30000	58.30000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	1.20000	-5.00000
17	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	-13.90000	-22.60000
17	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	33.30000	70.10000
18	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	33.80000	69.00000
18	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	6.30000	-22.60000
18	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	-10.00000	-50.60000
18	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	39.50000	69.00000
19	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	40.90000	60.30000
19	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	13.50000	-50.60000
19	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	-2.70000	-86.10000
19	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	45.60000	60.30000
20	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	48.10000	39.50000
20	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	22.70000	-86.10000
20	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	7.40000	-129.10000
20	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	51.00000	39.50000
21	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	47.30000	30.40000
21	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	33.90000	-129.10000
21	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	31.20000	-137.50000
21	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	47.30000	30.40000
22	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	50.70000	14.50000
22	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	31.20000	-137.50000
22	ENVULT MIN	1.00000	-149.00000	27.60000	-156.20000
22	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	50.70000	14.50000
23	ENVULT MAX	0.66667	0.00000	54.80000	4.40000
23	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVULT MIN	0.00000	-149.00000	27.60000	-156.20000
23	ENVULT MIN	0.66667	-149.00000	23.50000	-172.00000
23	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	0.87500	-36.90000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	1.00000	-33.30000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MIN	0.87500	-57.50000	-121.30000	-133.20000
24	ENVULT MIN	1.00000	-51.90000	-117.60000	-127.20000
24	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.00000	-33.30000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	1.00000	-27.70000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MIN	0.00000	-51.90000	-117.60000	-127.20000
25	ENVULT MIN	1.00000	-43.10000	-76.10000	-67.10000
25	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	0.00000	-27.70000	0.00000	0.00000

17	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
26	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MIN	0.00000	-43.10000	-76.10000	-67.10000
26	ENVULT MIN	1.00000	-28.70000	-28.30000	-15.70000
26	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVULT MAX	0.00000	-18.50000	0.00000	0.00000
27	ENVULT MAX	1.00000	-9.20000	0.00000	0.00000
27	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVULT MIN	0.00000	-28.70000	-28.30000	-15.70000
27	ENVULT MIN	1.00000	-14.40000	-4.10000	-0.70000
27	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVULT MAX	0.00000	-9.20000	0.00000	0.00000
28	ENVULT MAX	1.00000	-6.30000	0.00000	0.00000
28	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVULT MIN	0.00000	-14.40000	-4.10000	-0.70000
28	ENVULT MIN	1.00000	-9.80000	-0.30000	0.00000
28	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVULT MAX	0.00000	-6.30000	0.00000	0.00000
29	ENVULT MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVULT MIN	0.00000	-9.80000	-0.30000	0.00000
29	ENVULT MIN	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVULT MAX	1.00000	-6.30000	0.30000	0.00000
30	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVULT MIN	1.00000	-9.80000	0.00000	0.00000
30	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVULT MAX	0.00000	-6.30000	0.30000	0.00000
31	ENVULT MAX	1.00000	-9.20000	4.10000	0.00000
31	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVULT MIN	0.00000	-9.80000	0.00000	0.00000
31	ENVULT MIN	1.00000	-14.40000	0.00000	-0.70000
31	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVULT MAX	0.00000	-9.20000	4.10000	0.00000
32	ENVULT MAX	1.00000	-18.50000	28.30000	0.00000
32	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVULT MIN	0.00000	-14.40000	0.00000	-0.70000
32	ENVULT MIN	1.00000	-28.70000	0.00000	-15.70000
32	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVULT MAX	0.00000	-18.50000	28.30000	0.00000
33	ENVULT MAX	1.00000	-27.70000	76.10000	0.00000
33	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVULT MIN	0.00000	-28.70000	0.00000	-15.70000
33	ENVULT MIN	1.00000	-43.10000	0.00000	-67.10000
33	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVULT MAX	0.00000	-27.70000	76.10000	0.00000
34	ENVULT MAX	1.00000	-33.30000	117.60000	0.00000
34	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVULT MIN	0.00000	-43.10000	0.00000	-67.10000
34	ENVULT MIN	1.00000	-51.90000	0.00000	-127.20000
34	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

26	ENVULT MAX	1.00000	-18.50000	0.00000	0.00000
26	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
35	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
35	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
35	ENVULT MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
35	ENVULT MIN	0.00000	-51.90000	0.00000	-127.20000
35	ENVULT MIN	0.12500	-57.50000	0.00000	-133.20000
35	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
35	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
35	ENVULT MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

35	ENVULT MAX	0.00000	-33.30000	117.60000	0.00000
35	ENVULT MAX	0.12500	-36.90000	121.30000	0.00000

2) 사용하중

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVUSE MAX	0.33333	0.00000	-21.80000	3.10000
1	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	-26.30000	10.30000
1	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MIN	0.33333	-93.10000	-42.90000	-106.20000
1	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	-39.40000	-93.90000
1	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	-26.30000	10.30000
2	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	-27.30000	28.30000
2	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	-39.40000	-93.90000
2	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	-40.50000	-72.80000
2	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	-6.40000	28.30000
3	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	-16.90000	43.40000
3	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	-35.70000	-72.80000
3	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	-34.20000	-41.50000
3	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	1.80000	43.40000
4	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	-8.60000	49.80000
4	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	-28.80000	-41.50000
4	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	-28.20000	-17.60000
4	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	7.20000	49.80000
5	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	-2.60000	50.60000
5	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	-22.80000	-17.60000
5	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	-23.00000	0.10000
5	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	10.00000	50.60000
6	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	1.50000	48.30000
6	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	-17.90000	0.10000
6	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	-18.70000	12.20000
6	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	10.90000	48.30000
7	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	3.90000	45.20000
7	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	-14.00000	12.20000
7	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	-15.30000	20.00000
7	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	10.40000	45.20000
8	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	5.00000	42.60000
8	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	-11.20000	20.00000
8	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	-12.70000	25.00000
8	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	8.80000	42.60000
9	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	-9.00000	25.00000
9	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	-10.80000	28.00000
9	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	6.60000	41.60000
10	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	3.80000	40.50000
10	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	-7.30000	28.00000
10	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	-4.10000	26.90000
10	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	3.80000	40.50000
11	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.10000	39.80000
11	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	-4.10000	26.90000
11	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	0.00000	26.30000
11	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.10000	39.80000
12	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	4.20000	40.40000
12	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	0.00000	26.30000
12	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	-3.70000	26.90000
12	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	4.20000	40.40000
13	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	7.40000	41.60000
13	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	-3.70000	26.90000
13	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	-6.50000	28.00000
13	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	10.80000	41.60000
14	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	9.10000	42.30000
14	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	-5.00000	28.00000
14	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	-8.70000	24.90000
14	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	12.80000	42.30000
15	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	11.20000	44.80000
15	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	-4.90000	24.90000
15	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	-10.20000	19.80000
15	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	15.30000	44.80000
16	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	14.10000	47.90000
16	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	-3.80000	19.80000
16	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	-10.80000	12.00000
16	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	18.70000	47.90000
17	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	17.90000	50.10000
17	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

9	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	5.10000	41.60000
9	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	-10.00000	-0.10000
17	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	23.00000	50.10000
18	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	22.70000	49.30000
18	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	2.60000	-0.10000
18	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	-7.20000	-17.70000
18	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	28.10000	49.30000
19	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	28.70000	43.00000
19	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	8.50000	-17.70000
19	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	-2.00000	-41.60000
19	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	34.00000	43.00000
20	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	35.50000	28.20000
20	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	16.70000	-41.60000
20	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	6.20000	-72.70000
20	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	40.20000	28.20000
21	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	37.20000	21.70000
21	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	27.00000	-72.70000
21	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	29.30000	-79.20000
21	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	37.20000	21.70000
22	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	39.70000	10.40000
22	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	29.30000	-79.20000
22	ENVUSE MIN	1.00000	-93.10000	26.40000	-93.70000
22	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	39.70000	10.40000
23	ENVUSE MAX	0.66667	0.00000	43.10000	3.10000
23	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	26.40000	-93.70000
23	ENVUSE MIN	0.66667	-93.10000	21.90000	-106.20000
23	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	0.87500	-41.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	1.00000	-37.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MIN	0.87500	-41.10000	-75.80000	-83.20000
24	ENVUSE MIN	1.00000	-37.10000	-73.50000	-79.50000
24	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.00000	-37.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	1.00000	-30.80000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MIN	0.00000	-37.00000	-73.50000	-79.50000
25	ENVUSE MIN	1.00000	-30.80000	-47.50000	-41.90000
25	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	0.00000	-30.80000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	1.00000	-20.50000	0.00000	0.00000

17	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVUSE MIN	0.00000	-93.10000	-1.40000	12.00000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
26	ENVUSE MIN	0.00000	-30.80000	-47.50000	-41.90000
26	ENVUSE MIN	1.00000	-20.50000	-17.70000	-9.80000
26	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVUSE MAX	0.00000	-20.50000	0.00000	0.00000
27	ENVUSE MAX	1.00000	-10.30000	0.00000	0.00000
27	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVUSE MIN	0.00000	-20.50000	-17.70000	-9.80000
27	ENVUSE MIN	1.00000	-10.30000	-2.60000	-0.40000
27	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVUSE MAX	0.00000	-10.30000	0.00000	0.00000
28	ENVUSE MAX	1.00000	-7.00000	0.00000	0.00000
28	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVUSE MIN	0.00000	-10.30000	-2.60000	-0.40000
28	ENVUSE MIN	1.00000	-7.00000	-0.20000	0.00000
28	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVUSE MAX	0.00000	-7.00000	0.00000	0.00000
29	ENVUSE MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVUSE MIN	0.00000	-7.00000	-0.20000	0.00000
29	ENVUSE MIN	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVUSE MAX	1.00000	-7.00000	0.20000	0.00000
30	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVUSE MIN	1.00000	-7.00000	0.00000	0.00000
30	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVUSE MAX	0.00000	-7.00000	0.20000	0.00000
31	ENVUSE MAX	1.00000	-10.30000	2.60000	0.00000
31	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVUSE MIN	0.00000	-7.00000	0.00000	0.00000
31	ENVUSE MIN	1.00000	-10.30000	0.00000	-0.40000
31	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MAX	0.00000	-10.30000	2.60000	0.00000
32	ENVUSE MAX	1.00000	-20.50000	17.70000	0.00000
32	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MIN	0.00000	-10.30000	0.00000	-0.40000
32	ENVUSE MIN	1.00000	-20.50000	0.00000	-9.80000
32	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MAX	0.00000	-20.50000	17.70000	0.00000
33	ENVUSE MAX	1.00000	-30.80000	47.50000	0.00000
33	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MIN	0.00000	-20.50000	0.00000	-9.80000
33	ENVUSE MIN	1.00000	-30.80000	0.00000	-41.90000
33	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVUSE MAX	0.00000	-30.80000	47.50000	0.00000
34	ENVUSE MAX	1.00000	-37.00000	73.50000	0.00000
34	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVUSE MIN	0.00000	-30.80000	0.00000	-41.90000
34	ENVUSE MIN	1.00000	-37.10000	0.00000	-79.50000
34	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
35	ENVUSE MAX	0.00000	-37.00000	73.50000	0.00000

26	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
35	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
35	ENVUSE MIN	0.00000	-37.10000	0.00000	-79.50000
35	ENVUSE MIN	0.12500	-41.10000	0.00000	-83.20000
35	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
35	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
35	ENVUSE MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

35	ENVUSE MAX	0.12500	-41.00000	75.80000	0.00000
35	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
35	ENVUSE MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

19. OUTPUT DATA (기능수행)

1) 계수하중

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVEQ MAX	0.33333	-0.50000	10.60000	5.00000
1	ENVEQ MAX	1.00000	-1.00000	5.20000	3.10000
1	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVEQ MIN	0.33333	-38.30000	5.10000	-16.80000
1	ENVEQ MIN	1.00000	-37.90000	1.00000	-17.90000
1	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MAX	0.00000	-1.00000	5.20000	3.10000
2	ENVEQ MAX	1.00000	-1.50000	-2.40000	2.30000
2	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MIN	0.00000	-37.90000	1.00000	-17.90000
2	ENVEQ MIN	1.00000	-37.30000	-7.90000	-16.10000
2	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MAX	0.00000	-0.90000	12.60000	2.30000
3	ENVEQ MAX	1.00000	-1.90000	-4.20000	-0.70000
3	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MIN	0.00000	-38.00000	6.50000	-16.10000
3	ENVEQ MIN	1.00000	-37.00000	-10.50000	-15.10000
3	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.00000	-1.20000	10.80000	-0.70000
4	ENVEQ MAX	1.00000	-2.20000	-5.60000	-2.20000
4	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.00000	-37.70000	5.50000	-15.10000
4	ENVEQ MIN	1.00000	-36.70000	-11.90000	-12.60000
4	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.00000	-1.60000	9.60000	-2.20000
5	ENVEQ MAX	1.00000	-2.60000	-6.60000	-2.70000
5	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.00000	-37.40000	5.00000	-12.60000
5	ENVEQ MIN	1.00000	-36.40000	-12.40000	-9.50000
5	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.00000	-2.00000	8.80000	-2.70000
6	ENVEQ MAX	1.00000	-2.90000	-7.30000	-2.50000
6	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.00000	-37.10000	4.90000	-9.50000
6	ENVEQ MIN	1.00000	-36.20000	-12.50000	-6.30000
6	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.00000	-2.30000	8.40000	-2.50000
7	ENVEQ MAX	1.00000	-3.30000	-7.70000	-1.80000
7	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.00000	-36.90000	5.10000	-6.30000
7	ENVEQ MIN	1.00000	-35.90000	-12.30000	-3.40000
7	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.00000	-2.70000	8.10000	-1.80000
8	ENVEQ MAX	1.00000	-3.70000	-8.00000	-0.40000
8	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.00000	-36.60000	5.30000	-3.40000
8	ENVEQ MIN	1.00000	-35.60000	-11.90000	-1.50000
8	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.00000	-3.00000	8.00000	-0.40000
9	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.00000	-36.40000	5.60000	-1.50000
9	ENVEQ MIN	1.00000	-35.80000	-11.50000	0.10000
9	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MAX	0.00000	-3.40000	8.00000	1.40000
10	ENVEQ MAX	1.00000	-3.60000	4.60000	0.00000
10	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.00000	-36.10000	5.80000	0.10000
10	ENVEQ MIN	1.00000	-35.90000	3.30000	-1.10000
10	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MAX	0.00000	-3.60000	4.60000	0.00000
11	ENVEQ MAX	1.00000	-3.90000	0.10000	-0.70000
11	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.00000	-35.90000	3.30000	-1.10000
11	ENVEQ MIN	1.00000	-35.60000	-0.10000	-1.80000
11	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MAX	0.00000	-3.90000	0.10000	-0.70000
12	ENVEQ MAX	1.00000	-3.70000	-3.30000	0.00000
12	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.00000	-35.60000	-0.10000	-1.80000
12	ENVEQ MIN	1.00000	-35.80000	-4.60000	-1.10000
12	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MAX	0.00000	-3.70000	-3.30000	0.00000
13	ENVEQ MAX	1.00000	-3.50000	-5.80000	1.40000
13	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.00000	-35.80000	-4.60000	-1.10000
13	ENVEQ MIN	1.00000	-36.00000	-8.00000	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MAX	0.00000	-3.70000	11.50000	1.40000
14	ENVEQ MAX	1.00000	-3.10000	-5.60000	-0.40000
14	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MIN	0.00000	-35.90000	8.20000	0.00000
14	ENVEQ MIN	1.00000	-36.30000	-8.00000	-1.50000
14	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.00000	-3.80000	11.80000	-0.40000
15	ENVEQ MAX	1.00000	-2.80000	-5.40000	-1.90000
15	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.00000	-35.70000	8.00000	-1.50000
15	ENVEQ MIN	1.00000	-36.50000	-8.10000	-3.30000
15	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.00000	-3.40000	12.20000	-1.90000
16	ENVEQ MAX	1.00000	-2.40000	-5.20000	-2.60000
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.00000	-35.70000	7.80000	-3.30000
16	ENVEQ MIN	1.00000	-36.70000	-8.30000	-6.10000
16	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MAX	0.00000	-3.00000	12.30000	-2.60000
17	ENVEQ MAX	1.00000	-2.10000	-5.10000	-2.90000
17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

9	ENVEQ MAX	1.00000	-3.80000	-8.10000	1.40000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.00000	-36.00000	7.30000	-6.10000
17	ENVEQ MIN	1.00000	-37.00000	-8.80000	-9.10000
17	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.00000	-2.70000	12.20000	-2.90000
18	ENVEQ MAX	1.00000	-1.70000	-5.20000	-2.40000
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.00000	-36.20000	6.60000	-9.10000
18	ENVEQ MIN	1.00000	-37.20000	-9.60000	-12.00000
18	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.00000	-2.30000	11.60000	-2.40000
19	ENVEQ MAX	1.00000	-1.30000	-5.70000	-0.80000
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.00000	-36.50000	5.60000	-12.00000
19	ENVEQ MIN	1.00000	-37.50000	-10.90000	-14.20000
19	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.00000	-2.00000	10.10000	-0.80000
20	ENVEQ MAX	1.00000	-1.00000	-6.80000	2.30000
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.00000	-36.70000	4.20000	-14.20000
20	ENVEQ MIN	1.00000	-37.70000	-12.80000	-15.00000
20	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.00000	-1.60000	7.60000	2.30000
21	ENVEQ MAX	1.00000	-1.40000	3.90000	2.10000
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.00000	-37.00000	2.20000	-15.00000
21	ENVEQ MIN	1.00000	-37.20000	-0.50000	-16.10000
21	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.00000	-1.40000	3.90000	2.10000
22	ENVEQ MAX	1.00000	-1.10000	-0.80000	3.10000
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.00000	-37.20000	-0.50000	-16.10000
22	ENVEQ MIN	1.00000	-37.60000	-4.80000	-16.70000
22	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.00000	-1.10000	-0.80000	3.10000
23	ENVEQ MAX	0.66667	-0.60000	-4.90000	4.90000
23	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MIN	0.00000	-37.60000	-4.80000	-16.70000
23	ENVEQ MIN	0.66667	-38.00000	-10.20000	-15.60000
23	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.87500	2.10000	-1.20000	7.50000
24	ENVEQ MAX	1.00000	6.90000	-0.60000	7.50000
24	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MIN	0.87500	-1.20000	-24.20000	-4.80000
24	ENVEQ MIN	1.00000	2.90000	-22.10000	-4.10000
24	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.00000	6.90000	-0.60000	7.50000
25	ENVEQ MAX	1.00000	14.40000	6.00000	10.00000
25	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MIN	0.00000	2.90000	-22.10000	-4.10000
25	ENVEQ MIN	1.00000	8.50000	-8.20000	1.10000
25	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MAX	0.00000	-1.80000	0.70000	10.00000

17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
26	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MIN	0.00000	-4.90000	-11.50000	1.10000
26	ENVEQ MIN	1.00000	5.70000	-0.70000	1.60000
26	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MAX	0.00000	-5.50000	3.80000	6.70000
27	ENVEQ MAX	1.00000	4.80000	13.20000	0.30000
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MIN	0.00000	-8.60000	-1.70000	1.60000
27	ENVEQ MIN	1.00000	2.80000	1.00000	-0.70000
27	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.00000	-9.20000	0.60000	0.30000
28	ENVEQ MAX	1.00000	-6.30000	0.40000	0.20000
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.00000	-12.30000	-3.00000	-0.70000
28	ENVEQ MIN	1.00000	-8.40000	-0.60000	-0.20000
28	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MAX	0.00000	-6.30000	0.40000	0.20000
29	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.00000	-8.40000	-0.60000	-0.20000
29	ENVEQ MIN	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MAX	1.00000	-6.30000	0.60000	0.20000
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MIN	1.00000	-8.40000	-0.40000	-0.20000
30	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.00000	-6.30000	0.60000	0.20000
31	ENVEQ MAX	1.00000	-9.20000	3.00000	0.30000
31	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.00000	-8.40000	-0.40000	-0.20000
31	ENVEQ MIN	1.00000	-12.30000	-0.60000	-0.70000
31	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MAX	0.00000	4.90000	-0.90000	0.30000
32	ENVEQ MAX	1.00000	-5.40000	1.80000	6.60000
32	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.00000	2.90000	-13.00000	-0.70000
32	ENVEQ MIN	1.00000	-8.50000	-3.60000	1.60000
32	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MAX	0.00000	9.80000	0.90000	6.60000
33	ENVEQ MAX	1.00000	-1.60000	11.80000	9.80000
33	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.00000	5.80000	-14.80000	1.60000
33	ENVEQ MIN	1.00000	-4.70000	-0.60000	0.70000
33	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVEQ MAX	0.00000	14.70000	8.60000	9.80000
34	ENVEQ MAX	1.00000	7.20000	22.30000	7.60000
34	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVEQ MIN	0.00000	8.70000	-6.10000	0.70000
34	ENVEQ MIN	1.00000	3.00000	0.60000	-4.80000
34	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

26	ENVEQ MAX	1.00000	9.60000	15.10000	6.70000
26	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
35	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
35	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
35	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
35	ENVEQ MIN	0.00000	3.00000	0.60000	-4.80000
35	ENVEQ MIN	0.12500	-0.90000	1.20000	-5.80000
35	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
35	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
35	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

35	ENVEQ MAX	0.00000	7.20000	22.30000	7.60000
35	ENVEQ MAX	0.12500	2.40000	24.40000	7.60000

20. OUTPUT DATA (붕괴방지)

1) 계수하중

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
1	ENVEQ MAX	0.33333	6.00000	11.50000	9.70000
1	ENVEQ MAX	1.00000	4.90000	6.10000	7.50000
1	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVEQ MIN	0.33333	-47.60000	3.90000	-23.00000
1	ENVEQ MIN	1.00000	-46.50000	-0.20000	-23.80000
1	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MAX	0.00000	4.90000	6.10000	7.50000
2	ENVEQ MAX	1.00000	3.60000	-1.50000	6.30000
2	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MIN	0.00000	-46.50000	-0.20000	-23.80000
2	ENVEQ MIN	1.00000	-45.10000	-9.10000	-21.20000
2	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MAX	0.00000	4.80000	13.60000	6.30000
3	ENVEQ MAX	1.00000	2.30000	-3.30000	2.30000
3	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MIN	0.00000	-46.40000	5.30000	-21.20000
3	ENVEQ MIN	1.00000	-44.00000	-11.70000	-18.90000
3	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.00000	3.60000	11.60000	2.30000
4	ENVEQ MAX	1.00000	1.10000	-4.80000	-0.10000
4	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.00000	-45.30000	4.40000	-18.90000
4	ENVEQ MIN	1.00000	-42.90000	-13.00000	-15.20000
4	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
4	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.00000	2.30000	10.30000	-0.10000
5	ENVEQ MAX	1.00000	-0.10000	-6.00000	-1.30000
5	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.00000	-44.20000	4.10000	-15.20000
5	ENVEQ MIN	1.00000	-41.70000	-13.30000	-11.20000
5	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
5	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.00000	1.10000	9.30000	-1.30000
6	ENVEQ MAX	1.00000	-1.30000	-6.80000	-1.60000
6	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.00000	-43.00000	4.30000	-11.20000
6	ENVEQ MIN	1.00000	-40.60000	-13.20000	-7.30000
6	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
6	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.00000	-0.10000	8.70000	-1.60000
7	ENVEQ MAX	1.00000	-2.50000	-7.40000	-1.30000
7	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.00000	-41.90000	4.60000	-7.30000
7	ENVEQ MIN	1.00000	-39.50000	-12.70000	-3.90000
7	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
7	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.00000	-1.30000	8.40000	-1.30000
8	ENVEQ MAX	1.00000	-3.70000	-7.80000	-0.20000
8	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.00000	-40.80000	5.00000	-3.90000
8	ENVEQ MIN	1.00000	-38.40000	-12.20000	-1.70000
8	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
8	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.00000	-2.50000	8.20000	-0.20000
9	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.00000	-39.70000	5.40000	-1.70000
9	ENVEQ MIN	1.00000	-37.30000	-11.70000	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
9	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MAX	0.00000	-3.70000	8.10000	1.50000
10	ENVEQ MAX	1.00000	-4.30000	4.70000	0.10000
10	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.00000	-38.60000	5.70000	0.00000
10	ENVEQ MIN	1.00000	-38.10000	3.20000	-1.10000
10	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
10	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MAX	0.00000	-4.30000	4.70000	0.10000
11	ENVEQ MAX	1.00000	-5.00000	0.20000	-0.60000
11	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.00000	-38.10000	3.20000	-1.10000
11	ENVEQ MIN	1.00000	-37.40000	-0.20000	-1.80000
11	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
11	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MAX	0.00000	-5.00000	0.20000	-0.60000
12	ENVEQ MAX	1.00000	-4.50000	-3.10000	0.10000
12	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.00000	-37.40000	-0.20000	-1.80000
12	ENVEQ MIN	1.00000	-37.90000	-4.70000	-1.10000
12	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MAX	0.00000	-4.50000	-3.10000	0.10000
13	ENVEQ MAX	1.00000	-4.00000	-5.70000	1.60000
13	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.00000	-37.90000	-4.70000	-1.10000
13	ENVEQ MIN	1.00000	-38.40000	-8.10000	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
13	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MAX	0.00000	-5.00000	11.70000	1.60000
14	ENVEQ MAX	1.00000	-2.80000	-5.40000	-0.10000
14	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MIN	0.00000	-37.60000	8.00000	0.00000
14	ENVEQ MIN	1.00000	-39.50000	-8.10000	-1.70000
14	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
14	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.00000	-4.00000	12.10000	-0.10000
15	ENVEQ MAX	1.00000	-1.60000	-5.10000	-1.40000
15	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.00000	-38.10000	7.80000	-1.70000
15	ENVEQ MIN	1.00000	-40.50000	-8.30000	-3.80000
15	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
15	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.00000	-2.80000	12.60000	-1.40000
16	ENVEQ MAX	1.00000	-0.40000	-4.70000	-1.80000
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.00000	-39.20000	7.50000	-3.80000
16	ENVEQ MIN	1.00000	-41.60000	-8.60000	-7.00000
16	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
16	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MAX	0.00000	-1.60000	13.00000	-1.80000
17	ENVEQ MAX	1.00000	0.90000	-4.40000	-1.60000
17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

9	ENVEQ MAX	1.00000	-5.00000	-8.00000	1.50000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.00000	-40.30000	6.90000	-7.00000
17	ENVEQ MIN	1.00000	-42.70000	-9.30000	-10.70000
17	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
17	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.00000	-0.40000	13.10000	-1.60000
18	ENVEQ MAX	1.00000	2.10000	-4.30000	-0.50000
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.00000	-41.40000	6.00000	-10.70000
18	ENVEQ MIN	1.00000	-43.80000	-10.20000	-14.50000
18	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
18	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.90000	12.60000	-0.50000
19	ENVEQ MAX	1.00000	3.30000	-4.60000	1.90000
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.00000	-42.50000	4.80000	-14.50000
19	ENVEQ MIN	1.00000	-44.90000	-11.70000	-17.80000
19	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
19	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.00000	2.10000	11.30000	1.90000
20	ENVEQ MAX	1.00000	4.50000	-5.60000	5.90000
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.00000	-43.60000	3.30000	-17.80000
20	ENVEQ MIN	1.00000	-46.00000	-13.60000	-19.70000
20	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
20	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.00000	3.30000	8.70000	5.90000
21	ENVEQ MAX	1.00000	3.80000	5.10000	5.90000
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.00000	-44.70000	1.40000	-19.70000
21	ENVEQ MIN	1.00000	-45.20000	-1.40000	-21.10000
21	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
21	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.00000	3.80000	5.10000	5.90000
22	ENVEQ MAX	1.00000	4.70000	0.40000	7.20000
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.00000	-45.20000	-1.40000	-21.10000
22	ENVEQ MIN	1.00000	-46.10000	-5.70000	-22.20000
22	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
22	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.00000	4.70000	0.40000	7.20000
23	ENVEQ MAX	0.66667	5.70000	-3.70000	9.30000
23	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MIN	0.00000	-46.10000	-5.70000	-22.20000
23	ENVEQ MIN	0.66667	-47.10000	-11.10000	-21.50000
23	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
23	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.87500	2.80000	1.70000	11.10000
24	ENVEQ MAX	1.00000	7.60000	2.50000	11.00000
24	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MIN	0.87500	-2.10000	-27.90000	-9.20000
24	ENVEQ MIN	1.00000	1.90000	-26.70000	-8.50000
24	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
24	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.00000	7.60000	2.50000	11.00000
25	ENVEQ MAX	1.00000	15.10000	10.80000	11.10000
25	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MIN	0.00000	1.90000	-26.70000	-8.50000
25	ENVEQ MIN	1.00000	7.50000	-13.70000	0.20000
25	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
25	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MAX	0.00000	-1.30000	-0.30000	11.10000

17	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
26	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MIN	0.00000	-5.50000	-11.70000	0.20000
26	ENVEQ MIN	1.00000	5.00000	-2.80000	2.10000
26	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
26	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MAX	0.00000	-5.30000	4.50000	6.50000
27	ENVEQ MAX	1.00000	5.00000	14.40000	0.80000
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MIN	0.00000	-8.90000	-2.50000	2.10000
27	ENVEQ MIN	1.00000	2.50000	0.70000	-1.20000
27	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
27	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.00000	-9.20000	1.60000	0.80000
28	ENVEQ MAX	1.00000	-6.30000	1.10000	0.40000
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.00000	-12.30000	-4.10000	-1.20000
28	ENVEQ MIN	1.00000	-8.40000	-1.30000	-0.40000
28	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
28	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MAX	0.00000	-6.30000	1.10000	0.40000
29	ENVEQ MAX	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.00000	-8.40000	-1.30000	-0.40000
29	ENVEQ MIN	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MAX	1.00000	-6.30000	1.30000	0.40000
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MIN	1.00000	-8.40000	-1.10000	-0.40000
30	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
30	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.00000	-6.30000	1.30000	0.40000
31	ENVEQ MAX	1.00000	-9.20000	4.10000	0.80000
31	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.00000	-8.40000	-1.10000	-0.40000
31	ENVEQ MIN	1.00000	-12.30000	-1.60000	-1.20000
31	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MAX	0.00000	5.20000	-0.60000	0.80000
32	ENVEQ MAX	1.00000	-5.20000	2.50000	6.40000
32	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.00000	2.60000	-14.30000	-1.20000
32	ENVEQ MIN	1.00000	-8.90000	-4.20000	2.10000
32	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
32	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MAX	0.00000	10.30000	3.10000	6.40000
33	ENVEQ MAX	1.00000	-1.10000	11.90000	11.00000
33	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.00000	5.10000	-17.60000	2.10000
33	ENVEQ MIN	1.00000	-5.40000	0.60000	-0.50000
33	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVEQ MAX	0.00000	15.40000	14.30000	11.00000
34	ENVEQ MAX	1.00000	7.90000	27.30000	11.40000
34	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVEQ MIN	0.00000	7.70000	-11.00000	-0.50000
34	ENVEQ MIN	1.00000	2.00000	-2.70000	-9.50000
34	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
34	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

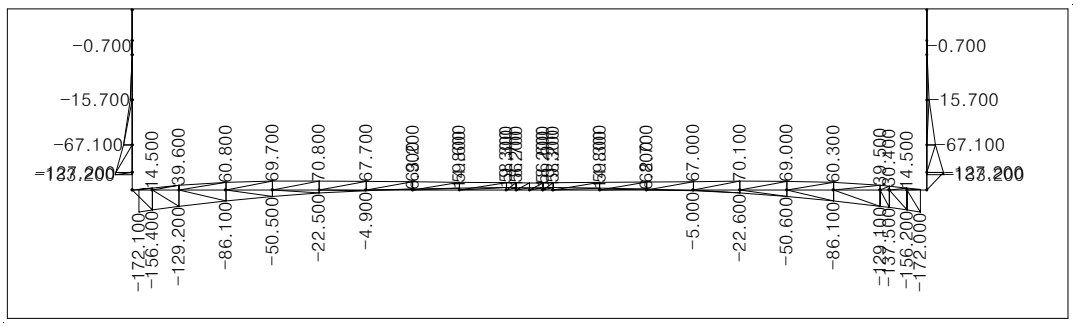
26	ENVEQ MAX	1.00000	10.10000	17.70000	6.50000
26	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
FRAME	LOAD	DIST	P	V2	M3
35	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
35	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
35	ENVEQ MAX	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
35	ENVEQ MIN	0.00000	2.00000	-2.70000	-9.50000
35	ENVEQ MIN	0.12500	-1.90000	-2.00000	-10.50000
35	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
35	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
35	ENVEQ MIN	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

35	ENVEQ MAX	0.00000	7.90000	27.30000	11.40000
35	ENVEQ MAX	0.12500	3.10000	28.50000	11.50000

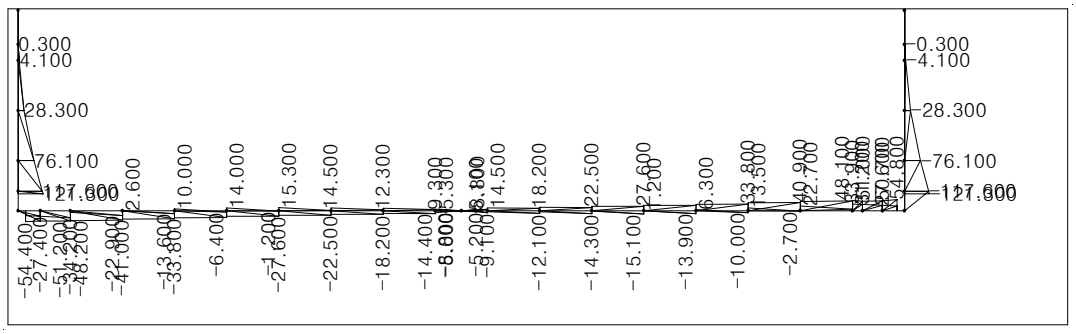
21. 단면력정리

21.1 상시

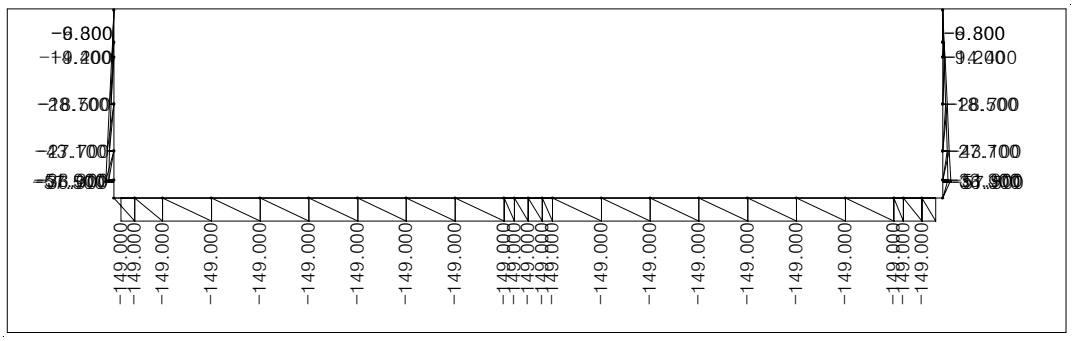
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - 단위 : kN.m)



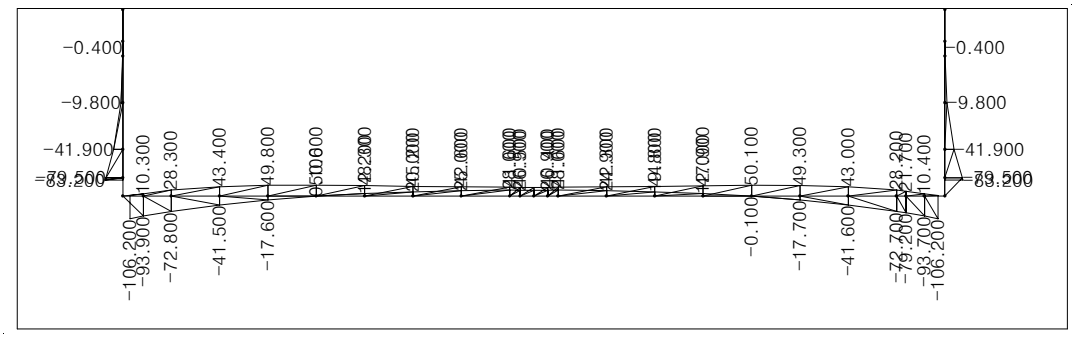
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - 단위 : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - 단위 : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - 단위 : kN.m)

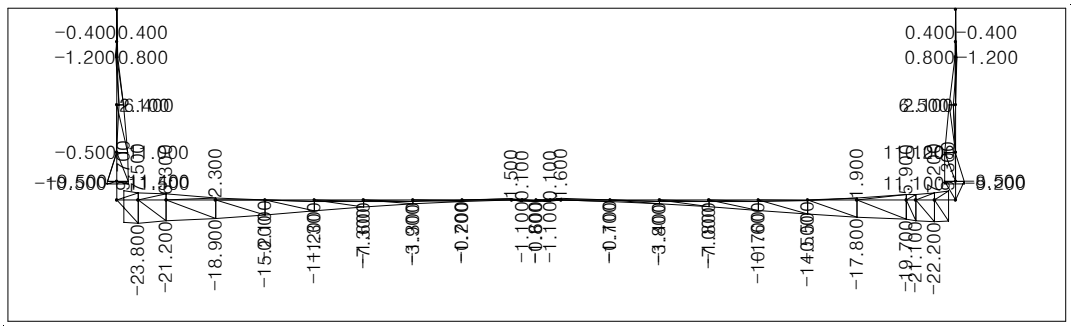


5) 단면력 정리

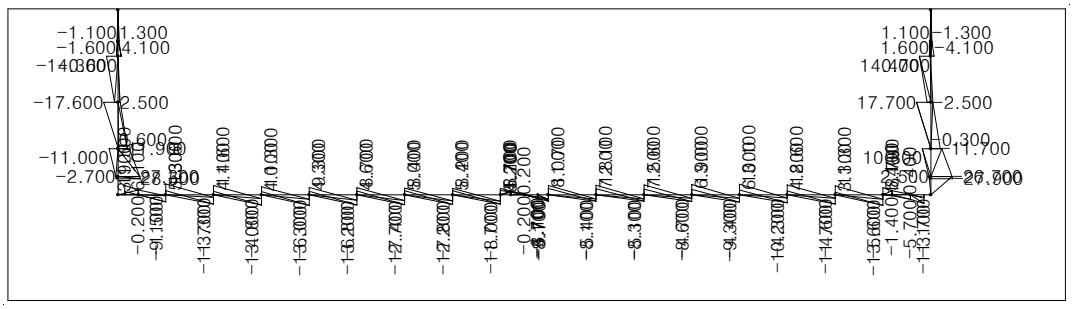
구분	위 치		계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
			모멘트	전단력	축력				
			kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	172.10	50.67	149.00	106.20	1000.0	683.3	
		중앙부	70.80	33.30	149.00	50.60	1000.0	600.0	
	2 경간	좌측	55.80	14.01	149.00	39.80	1000.0	600.0	
		중앙부	70.10	27.30	149.00	50.10	1000.0	600.0	
좌측 벽체	1 층	중앙부	15.70	28.30	28.70	9.80	1000.0	400.0	
우측 벽체	1 층	중앙부	15.70	28.30	28.70	9.80	1000.0	400.0	
		하부	133.20	97.72	57.50	83.20	1000.0	483.3	

21.2 지진시(붕괴방지)

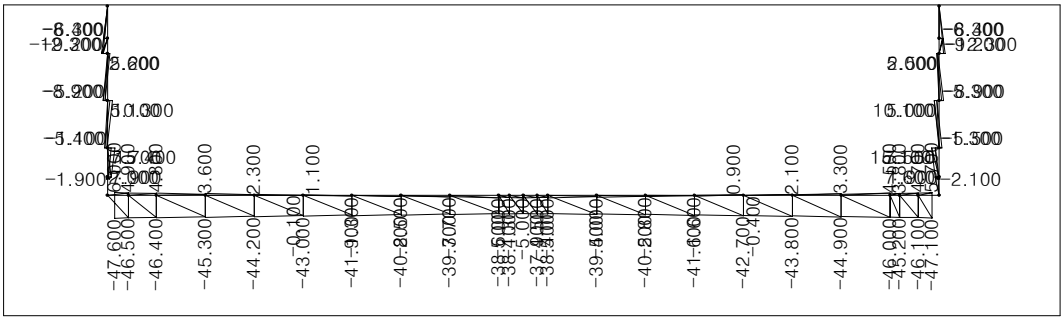
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - 단위 : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - 단위 : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - 단위 : kN

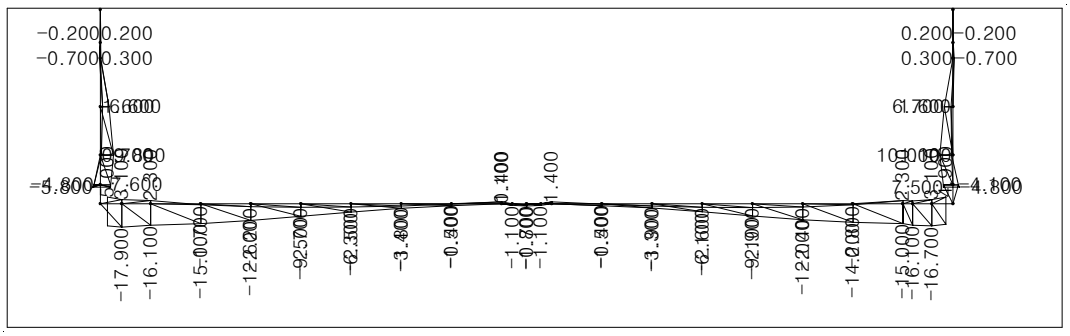


4) 단면력 정리

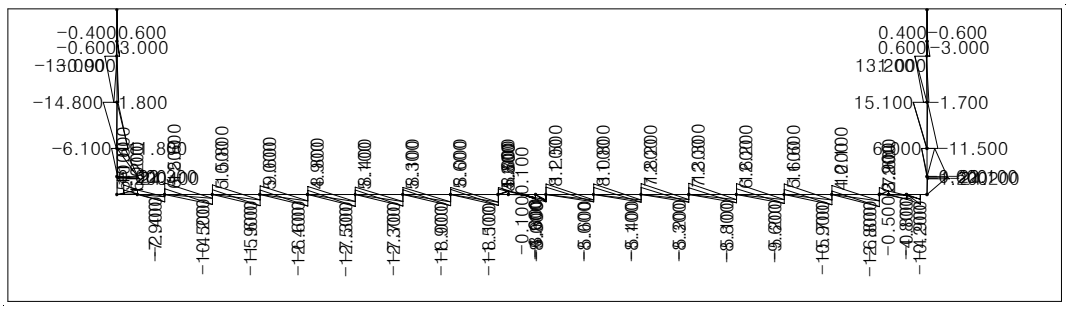
구분	위 치		계수하중			B	H	비고
			모멘트	전단력	축력			
			kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	23.00	3.89	47.60	1000.0	683.3	
		중앙부	0.00	13.30	41.70	1000.0	600.0	
	2 경간	좌측	0.00	7.26	37.40	1000.0	600.0	
		중앙부	0.00	9.30	42.70	1000.0	600.0	
좌측 벽체	1 층	중앙부	0.00	4.20	8.90	1000.0	400.0	
우측 벽체	1 층	중앙부	0.00	17.70	10.10	1000.0	400.0	
		하부	9.20	20.47	2.80	1000.0	483.3	

21.3 지진시(기능수행)

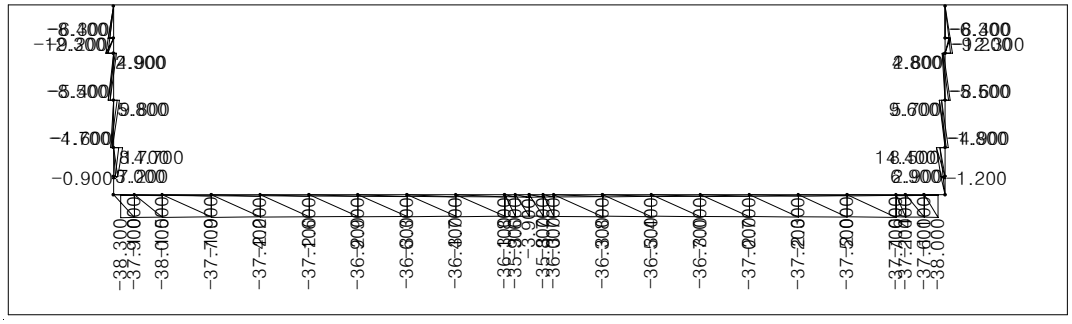
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - 단위 : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - 단위 : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - 단위 : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치		계수하중			B	H	비고
			모멘트	전단력	축력			
			kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	16.80	2.69	38.30	1000.0	683.3	
		중앙부	0.00	12.40	36.40	1000.0	600.0	
	2 경간	좌측	0.00	7.06	35.60	1000.0	600.0	
		중앙부	0.00	8.80	37.00	1000.0	600.0	
좌측 벽체	1 층	중앙부	0.00	3.60	8.50	1000.0	400.0	
우측 벽체	1 층	중앙부	0.00	15.10	9.60	1000.0	400.0	
		하부	4.80	15.44	2.10	1000.0	483.3	

21.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고
			2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1경간	좌측	-172.10	-	-23.00	-16.80	-172.10	
		중앙부	70.80	-	-	-	70.80	
	2경간	좌측	55.80	-	-	-	55.80	
		중앙부	70.10	-	-	-	70.10	
좌측 벽체	1층	중앙부	-15.70	-	-	-	-15.70	
우측 벽체	1층	중앙부	-15.70	-	-	-	-15.70	
		하부	-133.20	-	-9.20	-4.80	-133.20	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고
			2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1경간	좌측	50.67	-	3.89	2.69	50.67	
		중앙부	33.30	-	13.30	12.40	33.30	
	2경간	좌측	14.01	-	7.26	7.06	14.01	
		중앙부	27.30	-	9.30	8.80	27.30	
좌측 벽체	1층	중앙부	28.30	-	4.20	3.60	28.30	
우측 벽체	1층	중앙부	28.30	-	17.70	15.10	28.30	
		하부	97.72	-	20.47	15.44	97.72	

3) 축력 (kN)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고
			2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1경간	좌측	149.00	-	47.60	38.30	149.00	
		중앙부	149.00	-	41.70	36.40	149.00	
	2경간	좌측	149.00	-	37.40	35.60	149.00	
		중앙부	149.00	-	42.70	37.00	149.00	
좌측 벽체	1층	중앙부	28.70	-	8.90	8.50	28.70	
우측 벽체	1층	중앙부	28.70	-	10.10	9.60	28.70	
		하부	57.50	-	2.80	2.10	57.50	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고
			2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1경간	좌측	-106.20	-	-	-	-106.20	
		중앙부	50.60	-	-	-	50.60	
	2경간	좌측	39.80	-	-	-	39.80	
		중앙부	50.10	-	-	-	50.10	
좌측 벽체	1층	중앙부	-9.80	-	-	-	-9.80	
우측 벽체	1층	중앙부	-9.80	-	-	-	-9.80	
		하부	-83.20	-	-	-	-83.20	

22. 단면검토 및 철근량 산정

22.1 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	583	172.10	307.63	879.28	H16 - 8.0EA	1588.8	1.79
		중앙부	2	1000	520	70.80	389.66	403.18	H19 - 8.0EA	2292.0	5.50
	2경간	좌측	3	1000	520	55.80	389.66	317.30	H19 - 8.0EA	2292.0	6.98
		중앙부	4	1000	520	70.10	389.66	399.16	H19 - 8.0EA	2292.0	5.56
좌측벽	1층	중앙부	5	1000	300	15.70	154.58	154.62	H16 - 8.0EA	1588.8	9.85
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	300	15.70	154.58	154.62	H16 - 8.0EA	1588.8	9.85
		하부	7	1000	383	133.20	199.59	1046.91	H16 - 8.0EA	1588.8	1.50

22.2 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브 좌측벽 우측벽	1경간	좌측	1	324.8	50.7	578.16	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	337.8	33.3	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
	2경간	좌측	3	337.8	14.0	601.29	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	4	337.8	27.3	469.52	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
	1층	중앙부	5	194.9	28.3	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	5	207.8	97.7	288.93	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
	1층	중앙부	6	194.9	28.3	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	7	194.9	97.7	270.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K

22.3 철근량 검토

(1) 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	683.33	583.33	100.00	172.10	50.67

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (583.33 - 32.578) / 32.578 = 0.05072

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 879.281 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.807]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00272

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (583.33 - a/2) = 307.633 kN.m

≥ Mu (= 172.100 kN.m) ∴ O.K [안전율 1.788]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 50.673 kN) , 전단보강 불필요.

(2) 하부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	70.80	33.30

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03019

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 403.177 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.685]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00441

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (520.00 - a/2) = 389.660 kN.m

≥ Mu (= 70.800 kN.m) ∴ O.K [안전율 5.504]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 33.300 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 하부슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	55.80	14.01

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03019

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 317.298 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 7.223]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00441

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (520.00 - a/2) = 389.660 kN.m

≥ Mu (= 55.800 kN.m) ∴ O.K [안전율 6.983]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 14.006 kN) , 전단보강 불필요.

(4) 하부슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	70.10	27.30

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03019

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 399.163 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.742]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00441

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (520.00 - a/2) = 389.660 kN.m

≥ Mu (= 70.100 kN.m) ∴ O.K [안전율 5.559]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 27.300 kN) , 전단보강 불필요.

(5) 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	300.00	100.00	15.70	28.30

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (300.00 - 32.578) / 32.578 = 0.02463

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 154.616 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 10.276]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00530

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (300.00 - a/2) = 154.578 kN.m

≥ Mu (= 15.700 kN.m) ∴ O.K [안전율 9.846]

* 전단에 대한 검토 (d = 300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 300.00 = 194.856 kN

≥ Vu (= 28.300 kN) , 전단보강 불필요.

(6) 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	300.00	100.00	15.70	28.30

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (300.00 - 32.578) / 32.578 = 0.02463

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 154.616 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 10.276]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00530

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (300.00 - a/2) = 154.578 kN.m

≥ Mu (= 15.700 kN.m) ∴ O.K [안전율 9.846]

* 전단에 대한 검토 (d = 300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 300.00 = 194.856 kN

≥ Vu (= 28.300 kN) , 전단보강 불필요.

(7) 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	483.33	383.33	100.00	133.20	97.72

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (383.33 - 32.578) / 32.578 = 0.03230

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1046.912 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.518]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00414

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (383.33 - a/2) = 199.594 kN.m

≥ Mu (= 133.200 kN.m) ∴ O.K [안전율 1.498]

* 전단에 대한 검토 (d = 300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 300.00 = 194.856 kN

≥ Vu (= 97.720 kN) , 전단보강 불필요.

23. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 1588.800 × 0.20 = 317.76 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 317.760 ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 1745.911 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K
H16 - 6.7EA (차도부 수평철근)

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 2292.000 × 0.20 = 458.40 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.000 ㎟ ≥ 458.400 ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 1507.089 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K
H16 - 3.3EA (차도부 수평철근)

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 2292.000 × 0.20 = 458.40 ㎟

∴ Used As = H16 - 3.3EA = 662.000 ㎟ ≥ 458.400 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 1745.911 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K
H16 - 6.7EA (차도부 수평철근)

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%
= 2292.000 × 0.20 = 458.40 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.000 ㎟ ≥ 458.400 ∴ O.K

5) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%

= 1588.800 × 0.20 = 317.76 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 423.178 ㎟ ≥ 317.760 ∴ O.K

6) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

② Req's As = 사용 주철근량 × 20%

= 1588.800 × 0.20 = 317.76 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 423.178 ㎟ ≥ 317.760 ∴ O.K

7) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 6.7EA = 845.089 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

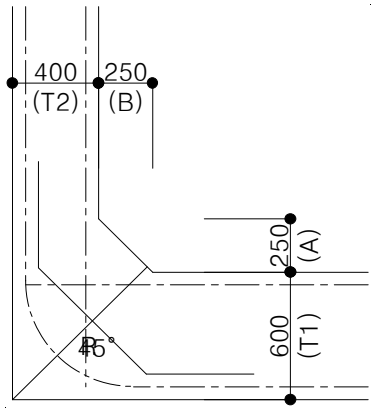
② Req's As = 사용 주철근량 × 20%

= 1588.800 × 0.20 = 317.76 ㎟

∴ Used As = H13 - 3.3EA = 423.178 ㎟ ≥ 317.760 ∴ O.K

24. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 106.200 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 106.200 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B}{(A + B)} \sqrt{2}$$

= 883.883 mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H16 @250 - 4EA = 794.400 mm²

∴ Total Asb = 794.400 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 106.20 \times 10^6}{883.883^2 \times 1000} = 0.680 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 106.20 \times 10^6}{883.883 \times 180} = 1335.018 \text{ mm}$$

Asb = 794.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 1335.018 mm² - 794.400 mm²

= 540.618 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H16 - 4EA

∴ Total As = 794.400 mm² > Req'd As (= 540.618 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1588.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0030554 + √(2 x 0.0214 + (0.0214)²) = 0.187

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.187 /3 = 0.938

fs = Mo / (As x d x j) = 3100000.000 / (1588.800 x 520.000 x 0.938)

= 4.001 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 4.001 x 1588.800 = 6356.799 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0024825 + √(2 x 0.0174 + (0.0174)²) = 0.170

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.170 /3 = 0.943

fs = Mo / (As x d x j) = 3100000.000 / (794.400 x 320.000 x 0.943)

= 12.927 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 12.927 x 794.400 = 10268.918 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

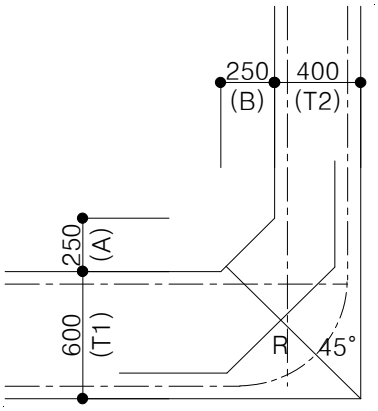
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(6356.799² + 10268.918²) / 180.0

As = 67.096 ㎟

사용철근량 : H13 @ 500, 2EA = 506.800 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 83.200 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 83.200 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B}{(A + B)} \sqrt{2}$$

= 883.883 mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H16 @250 - 4EA = 794.400 mm²

∴ Total Asb = 794.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 83.20 \times 10^6}{883.883^2 \times 1000} = 0.532 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

25. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	583	H16 - 8.0EA	125	416.667	O.K	3.333
		중앙부	2	520	H19 - 8.0EA	125	1375.356	O.K	11.003
	2경간	좌측	3	520	H19 - 8.0EA	125	1748.568	O.K	13.989
		중앙부	4	520	H19 - 8.0EA	125	1389.082	O.K	11.113
좌측벽체	1층	중앙부	5	300	H16 - 8.0EA	125	2821.300	O.K	22.570
우측벽체	1층	중앙부	6	300	H16 - 8.0EA	125	2821.300	O.K	22.570
		하부	7	383	H16 - 8.0EA	125	305.418	O.K	2.443

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 106.200 x 1000000 / [1588.800 x (583.333 - 103.329/3)]
= 121.778 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x583.3/(7x1588.800)]
= 103.329 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 121.78) - 2.5 x 92.00 = 416.67 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 121.78) = 517.33 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 416.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 416.67 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 50.600 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 114.122/3)]
= 45.806 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x2292.000)]
= 114.122 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 45.81) - 2.5 x 70.50 = 1542.94 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 45.81) = 1375.36 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1375.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1375.36 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 39.800 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 114.122/3)]
= 36.029 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x2292.000)]
= 114.122 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 36.03) - 2.5 x 70.50 = 2009.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 36.03) = 1748.57 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1748.57 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1748.57 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 50.100 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 114.122/3)]
= 45.354 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x2292.000)]
= 114.122 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 45.35) - 2.5 x 70.50 = 1560.10 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 45.35) = 1389.08 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1389.08 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1389.08 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9.800 x 1000000 / [1588.800 x (300.000 - 71.320/3)]
= 22.330 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x300.0/(7x1588.800)]
= 71.320 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 22.33) - 2.5 x 92.00 = 3296.62 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 22.33) = 2821.30 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2821.30 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2821.30 mm) ∴ O.K

6) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9.800 x 1000000 / [1588.800 x (300.000 - 71.320/3)]
= 22.330 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x300.0/(7x1588.800)]
= 71.320 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 22.33) - 2.5 x 92.00 = 3296.62 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 22.33) = 2821.30 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2821.30 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2821.30 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 83.200 x 1000000 / [1588.800 x (383.333 - 81.885/3)]

= 147.081 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x383.3/(7x1588.800)]

= 81.885 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 147.08) - 2.5 x 92.00 = 305.42 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 147.08) = 428.33 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 305.42 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 305.42 mm) ∴ O.K

26. 기초 지지력 검토

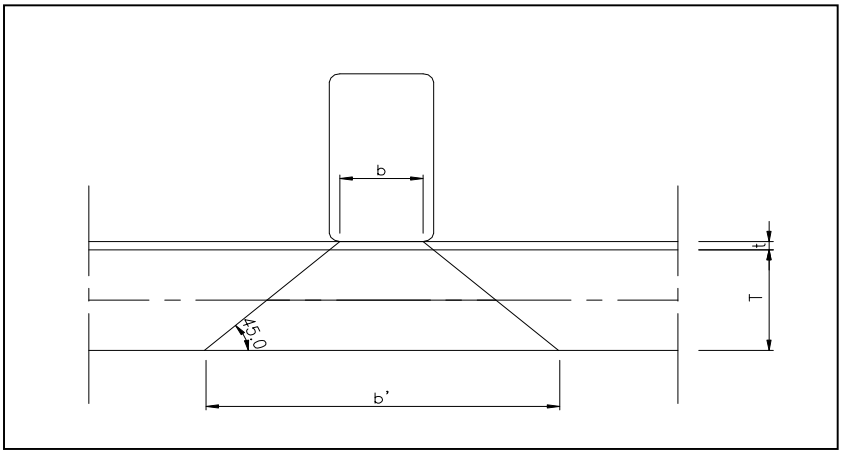
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 350.163 / 18.300 = 19.135 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

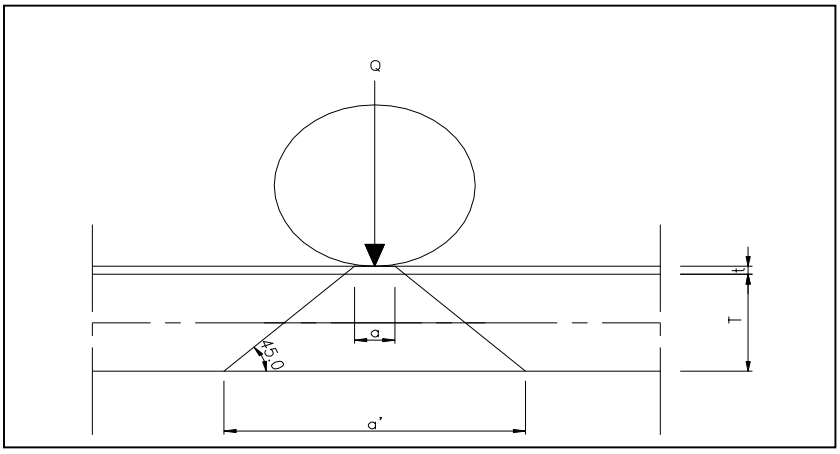


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 600 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.860 m



a' = 0.200 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.560 m

Qz = 96.0 / (1.860 × 1.560) = 33.085 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 19.135 + 1.840 + 33.085

= 54.060 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력 : Hansen식 사용

Qu = c Nc sc dc ic gc bc + q Nq sq dq iq gq bq + 1/2 r1 B' Nr sr dr ir gr br

ϕ=0 일때, Qu = [5.14c (1 + sc' + dc' - ic' - gc' - bc') + q]

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력 (kN)

c : 지반의 점착력 (kN/m²)

q : 상재하중 (kN/m²), q = r2 x Df

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량 (kN/m³)

다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B : 기초의 폭(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc=19.545, Nq=9.770, Nr=5.902)

sc,sq,sr,s : 기초의 형상계수

ic,iq,ir,i : 기초의 근입깊이계수

gc,gq,gr,g : 하중의 경사계수

bc,bq,br,b : 지반계수

註) 기초저면의 경사(β)가 없으므로 bc,bq,br,bc'는 적용하지 않는다.

si와 ii를 함께 사용하지 않으므로 ic,iq,ir,ic'는 적용하지 않는다.

c = 0.000 kN/m² r1 = 10.000 kN/m³ r2 = 10.000 kN/m³

Df = 1.000 m B = 18.300 m q = 10.000 kN/m²

L = 20.000 m

Φ = 15 + √12N = 24.165 , N = 7

Nq = $e^{\pi \tan\Phi} \tan^2(45+\Phi/2)$

Nc = (Nq-1) cotΦ

Nr = 1.5(Nq-1) tanΦ

sc = 1 + Nq/Nc x B/L = 1.457

sc' = 0.2 B/L = 0.183

sq = 1 + B/L x tanΦ = 1.411

sr = 1 - 0.4 B/L = 0.634

dc = 1 + 0.4k = 1.022, D/B > 1 : k=tan-1(D/B) , D/B ≤ 1 : k=D/B (rad)

dc' = 0.4k = 0.022

dq = 1 + 2tanΦ(1-sinΦ)² k = 1.017

dr = 1

gc = 1 - β/147 = 1.000

gc' = β/147 = 0.000

gq = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

gr = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

Qu = 0.000 × 19.545 × 1.457 × 1.022 × 1.000 +

10.000 × 9.770 × 1.411 × 1.017 × 1.000 +

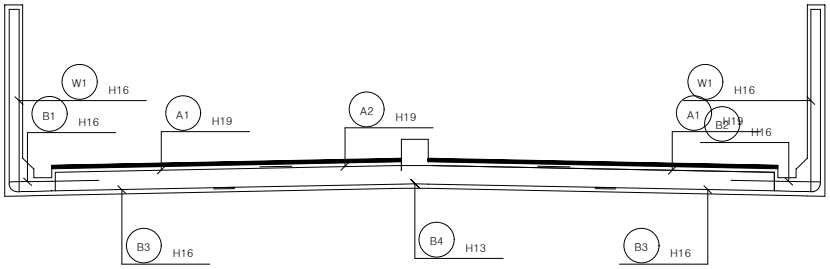
0.5 × 10.000 × 18.300 × 5.902 × 0.634 × 1.000 × 1.000 = 482.566 kN/m²

Qa = Qu / 3 = 482.566 / 3 = 160.855 kN/m² < 600.000 kN/m²

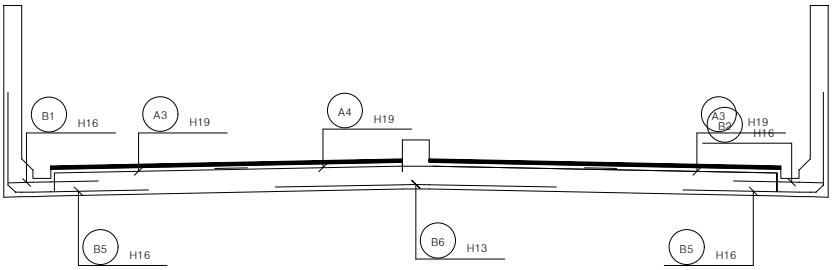
Qa' = 160.855 kN/m² > Qmax = 54.060 kN/m² ..... O.K !!!

27. 주철근 조립도

CYCLE-1(@250)

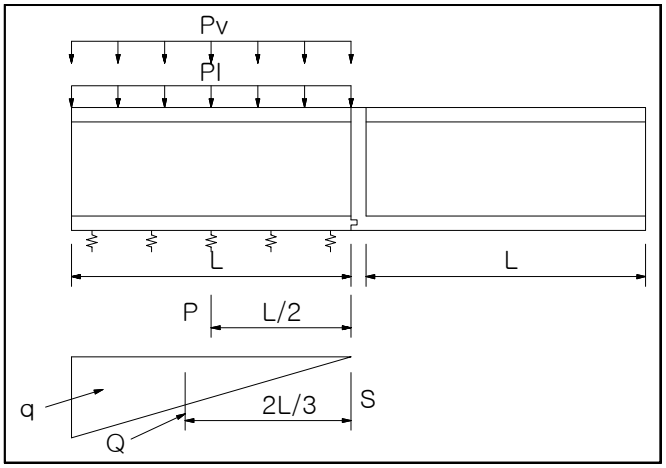


CYCLE-2(@250)



28. 신축이음부 검토

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

Pv = B × H × γt

= 18.3 x 0 x 19.0

= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 = 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.2) = 153.6 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 153.6)x 20.0 = 3072.0 kN

S = P / 4 = 3072 / 4 = 768.0 kN

(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 768.0 x 1000 / 80 = 9,600 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 122 EA = 794.2 x 122 = 96,892 mm²

96,892 mm² > 9,600 ……0.K

1.6 U8(STA.0+385.0)

국회대로 지하차도

STA.0+385.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

$D / B_o \geq 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
$D / B_o < 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 1 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8{,}500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간벽체	외측벽체
상면(벽체외측)	100	80	80	100
하면(벽체내측)	80	100	80	80

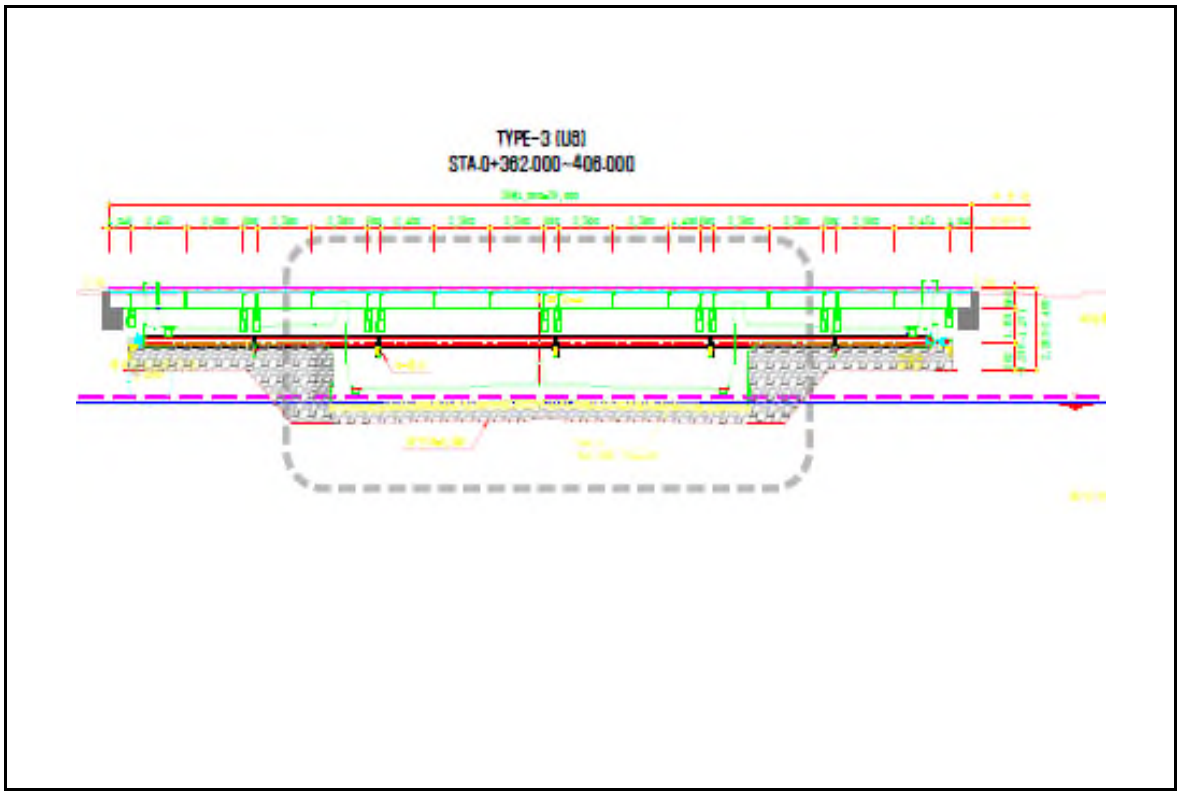
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

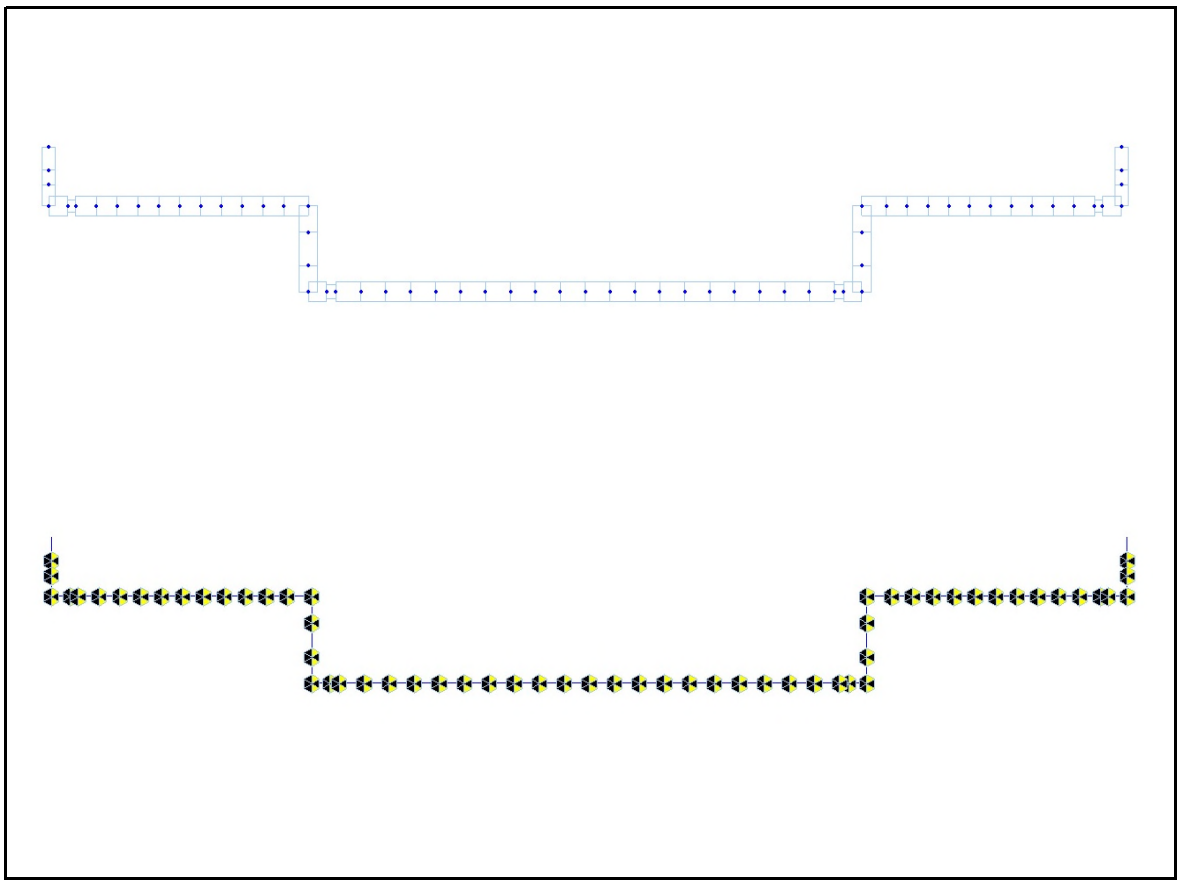
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	2.000	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	7.000	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	13.000	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	8.000	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	0.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 18.700 m = 18.700 m = 3.729 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo}\,(B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho}\,(B_H/0.3)^{-3/4}$

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	12,367	41,443	4,122	13,814	107,168	4,831	16,189	1,610	5,396
퇴적층(자갈층)	987,663	44,521	149,195	14,840	49,732	385,806	17,391	58,279	5,797	19,426
풍화토	2,201,831	99,253	332,606	33,084	110,869	860,090	38,771	129,924	12,924	43,308
풍화암	5,043,990	227,370	761,940	75,790	253,980	1,970,308	88,817	297,633	29,606	99,211
연 암	18,933,228	853,462	2,860,035	284,487	953,345	7,395,792	333,384	1,117,201	111,128	372,400
보통암	15,536,147	700,331	2,346,875	233,444	782,292	6,068,807	273,567	916,748	91,189	305,583
경 암	59,590,479	2,686,189	9,001,679	895,396	3,000,560	23,277,531	1,049,293	3,516,281	349,764	1,172,094

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,384	103,538	4,461	34,513	107,168	5,228	40,445	1,743	13,482
퇴적층(자갈층)	987,663	48,182	372,739	16,061	124,246	385,806	18,821	145,601	6,274	48,534
풍화토	2,201,831	107,414	830,961	35,805	276,987	860,090	41,959	324,594	13,986	108,198
풍화암	5,043,990	246,066	1,903,578	82,022	634,526	1,970,308	96,120	743,585	32,040	247,862
연 암	18,933,228	923,640	7,145,310	307,880	2,381,770	7,395,792	360,797	2,791,137	120,266	930,379
보통암	15,536,147	757,916	5,863,268	252,639	1,954,423	6,068,807	296,061	2,290,339	98,687	763,446
경 암	59,590,479	2,907,065	22,489,164	969,022	7,496,388	23,277,531	1,135,572	8,784,830	378,524	2,928,277

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층** , **풍화암**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
매립층	13,384	4,461	0.450	0.625	7,194	2,398	30 57
매립층	13,384	4,461	0.625	0.250	5,855	1,952	31 56
매립층	13,384	4,461	0.250	0.681	6,232	2,077	32 55
매립층	13,384	4,461	0.681	0.691	9,185	3,062	33TO41 46TO54
매립층	13,384	4,461	0.691	0.800	9,980	3,327	42 45
퇴적층(자갈층)	44,521	14,840	0.600	0.600	26,713	8,904	1 25
퇴적층(자갈층)	44,521	14,840	0.600	0.300	20,035	6,678	2 24
퇴적층(자갈층)	44,521	14,840	0.300	0.815	24,821	8,274	3 23
퇴적층(자갈층)	44,521	14,840	0.815	0.815	36,285	12,095	4 TO 22

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	62
매립층	103,538	34,513	0.700	0.450	59,534	19,845	60
매립층	103,538	34,513	0.450	0.650	56,946	18,982	58
매립층	103,538	34,513	0.650	0.600	64,711	21,570	30
매립층	41,443	13,814	0.600	0.800	29,010	9,670	43
퇴적층(자갈층)	149,195	49,732	0.800	1.029	136,439	45,480	28
퇴적층(자갈층)	149,195	49,732	1.029	0.800	136,439	45,480	26
퇴적층(자갈층)	149,195	49,732	0.800	0.300	82,057	27,352	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	63
매립층	103,538	34,513	0.700	0.450	59,534	19,845	61
매립층	103,538	34,513	0.450	0.650	56,946	18,982	59
매립층	103,538	34,513	0.650	0.600	64,711	21,570	57
매립층	41,443	13,814	0.600	0.800	29,010	9,670	44
퇴적층(자갈층)	149,195	49,732	0.800	1.029	136,439	45,480	29
퇴적층(자갈층)	149,195	49,732	1.029	0.800	136,439	45,480	27
퇴적층(자갈층)	149,195	49,732	0.800	0.300	82,057	27,352	25

* 붕괴방지수준

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 매립층]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
매립층	5,228	1,743	0.450	0.625	2,810	937	30 57
매립층	5,228	1,743	0.625	0.250	2,287	762	31 56
매립층	5,228	1,743	0.250	0.681	2,434	811	32 55
매립층	5,228	1,743	0.681	0.691	3,588	1,196	33TO41 46TO54
매립층	5,228	1,743	0.691	0.800	3,898	1,299	42 45
퇴적층(자갈층)	17,391	5,797	0.600	0.600	10,435	3,478	1 25
퇴적층(자갈층)	17,391	5,797	0.600	0.300	7,826	2,609	2 24
퇴적층(자갈층)	17,391	5,797	0.300	0.815	9,696	3,232	3 23
퇴적층(자갈층)	17,391	5,797	0.815	0.815	14,174	4,725	4 TO 22

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 풍화암 , 연 암 , 보통암]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	62
매립층	40,445	13,482	0.700	0.450	23,256	7,752	60
매립층	40,445	13,482	0.450	0.650	22,245	7,415	58
매립층	40,445	13,482	0.650	0.600	25,278	8,426	30
매립층	16,189	5,396	0.600	0.800	11,332	3,777	43
퇴적층(자갈층)	58,279	19,426	0.800	1.029	53,297	17,766	28
퇴적층(자갈층)	58,279	19,426	1.029	0.800	53,297	17,766	26
퇴적층(자갈층)	58,279	19,426	0.800	0.300	32,054	10,685	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 풍화암 , 연 암 , 보통암]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	63
매립층	40,445	13,482	0.700	0.450	23,256	7,752	61
매립층	40,445	13,482	0.450	0.650	22,245	7,415	59
매립층	40,445	13,482	0.650	0.600	25,278	8,426	57
매립층	16,189	5,396	0.600	0.800	11,332	3,777	44
퇴적층(자갈층)	58,279	19,426	0.800	1.029	53,297	17,766	29
퇴적층(자갈층)	58,279	19,426	1.029	0.800	53,297	17,766	27
퇴적층(자갈층)	58,279	19,426	0.800	0.300	32,054	10,685	25

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	–	–
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.16 = 0.091 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.16 = 0.224 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

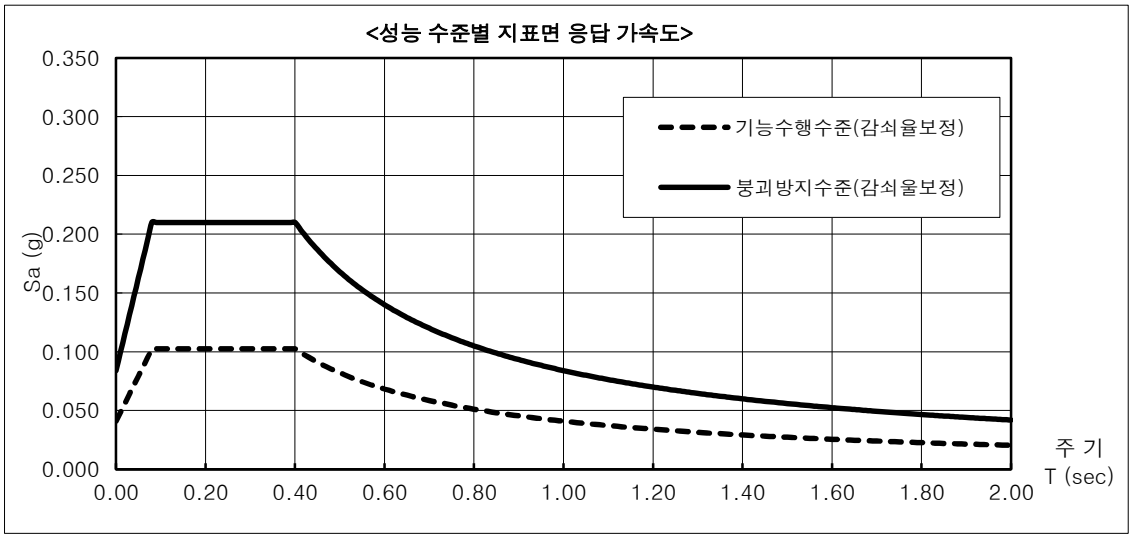
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

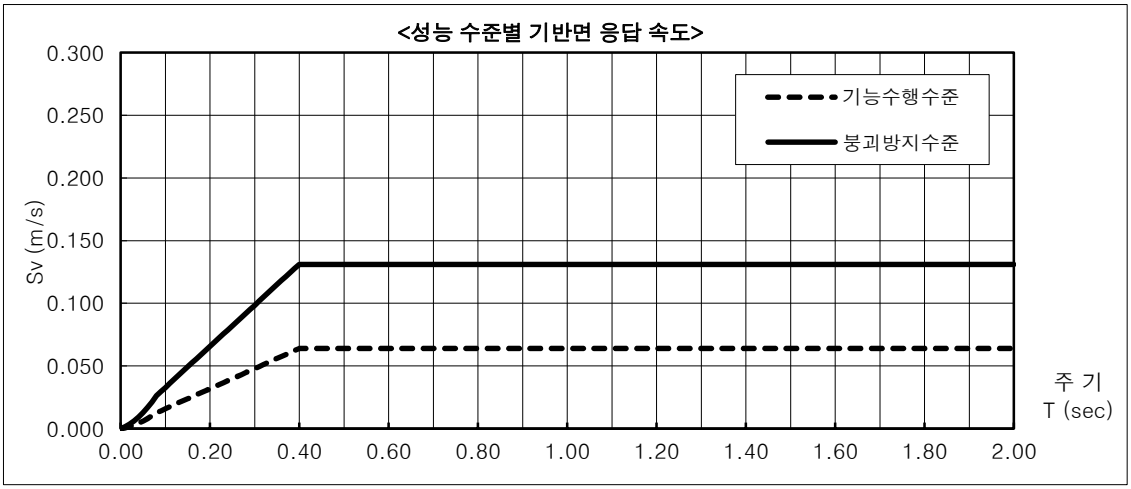
* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)
  = A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)
- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)
  = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2
- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)
  = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.000	매립층	-	156	0.051
7.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.097
13.000	풍화토	-	424	0.123
8.000	풍화암	-	631	0.051
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.322

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.322 = 0.40 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.103 g = 1.007 m/s²

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.064 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.000	매립층	-	156	0.051
7.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.097
13.000	풍화토	-	424	0.123
8.000	풍화암	-	631	0.051
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.322

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.322 = 0.40 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.210 g = 2.061 m/s²

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.131 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

$U_{h1} = 2 / \pi^2 \cdot Sv \cdot T_s \cdot \cos(\omega_0 \cdot x_1 / v_{sod1})$ 제 1층에서의 변위

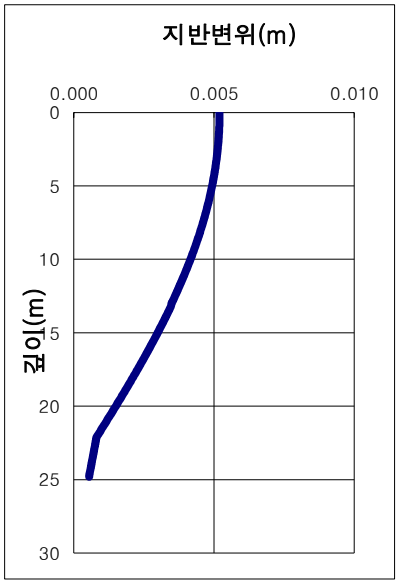
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 3.73 m, H_1 = 22.0 m, H_2 = 8.0 m, γ_1 = 19.5, γ_2 = 21.0

V_{s0d1} = 357 m/s V_{s0d2} = 631 m/s α = 0.52

ω_0 = 22.940 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 3.729 m

Sv = 0.064 m/s

Ts = 0.40 sec

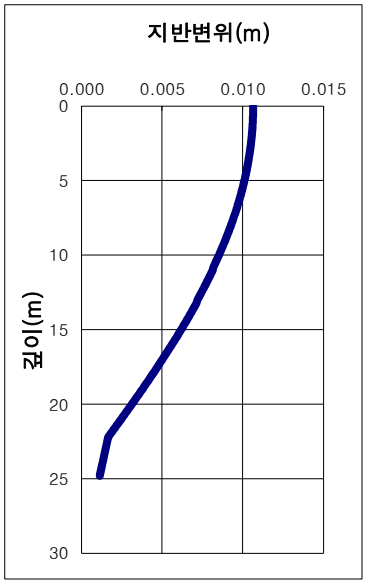
$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.005194 m

$U(Z_B)$=U(Z=3.729m)

= 0.004985 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 3.729 m

Sv = 0.131 m/s

Ts = 0.40 sec

$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.010636 m

$U(Z_B)$=U(Z=1.100m)

= 0.010207 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

*** 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 4,122 \times 0.005194 = \mathbf{21.411}$ kN/m^2 (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 1,610 \times 0.010636 = \mathbf{17.127}$ kN/m^2 (붕괴방지수준)

*** 측벽에 작용하는 지반변위하중**

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	62	0.000	0.005194	0.004985	0.000209	0	0.000
	60	0.700	0.005189	0.004985	0.000204	103,538	21.123
	58	1.150	0.005180	0.004985	0.000195	103,538	20.198
	30	1.800	0.005159	0.004985	0.000175	103,538	18.068
	43	1.800	0.005159	0.004985	0.000175	41,443	7.232
	28	2.600	0.005121	0.004985	0.000137	149,195	20.415
	26	3.629	0.005053	0.004985	0.000068	149,195	10.214
	1	4.429	0.004985	0.004985	0.000000	149,195	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	63	0.000	0.005194	0.004985	0.000209	0	0.000
	61	0.700	0.005189	0.004985	0.000204	103,538	21.123
	59	1.150	0.005180	0.004985	0.000195	103,538	20.198
	57	1.800	0.005159	0.004985	0.000175	103,538	18.068
	44	1.800	0.005159	0.004985	0.000175	41,443	7.232
	29	2.600	0.005121	0.004985	0.000137	149,195	20.415
	27	3.629	0.005053	0.004985	0.000068	149,195	10.214
	25	4.429	0.004985	0.004985	0.000000	149,195	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	62	0.000	0.010636	0.010207	0.000429	0	0.000
	60	0.700	0.010625	0.010207	0.000418	40,445	16.897
	58	1.150	0.010607	0.010207	0.000399	40,445	16.157
	30	1.800	0.010565	0.010207	0.000357	40,445	14.453
	43	1.800	0.010565	0.010207	0.000357	16,189	5.785
	28	2.600	0.010488	0.010207	0.000280	58,279	16.330
	26	3.629	0.010348	0.010207	0.000140	58,279	8.170
	1	4.429	0.010207	0.010207	0.000000	58,279	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	63	0.000	0.010636	0.010207	0.000429	0	0.000
	61	0.700	0.010625	0.010207	0.000418	40,445	16.897
	59	1.150	0.010607	0.010207	0.000399	40,445	16.157
	57	1.800	0.010565	0.010207	0.000357	40,445	14.453
	44	1.800	0.010565	0.010207	0.000357	16,189	5.785
	29	2.600	0.010488	0.010207	0.000280	58,279	16.330
	27	3.629	0.010348	0.010207	0.000140	58,279	8.170
	25	4.429	0.010207	0.010207	0.000000	58,279	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 1.452 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 0.726$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 1.162 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 0.581$ kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 5.262 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 2.631$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 4.209 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 2.105$ kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.091 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.224 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.091 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.224 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.600 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 3.729 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.600 × 25.0 × 0.091 × 0.944 = 1.291 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.600 × 25.0 × 0.224 × 0.944 = 3.172 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.600 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 1.100 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.600 × 25.0 × 0.091 × 0.984 = 1.345 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.600 × 25.0 × 0.224 × 0.984 = 3.305 kN/m^2 (붕괴방지수준)

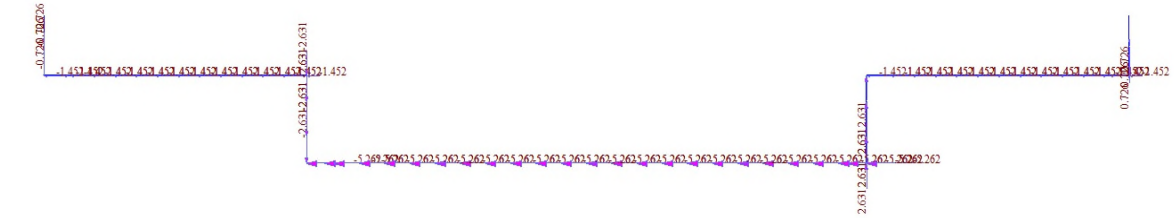
- 좌측벽체 관성력

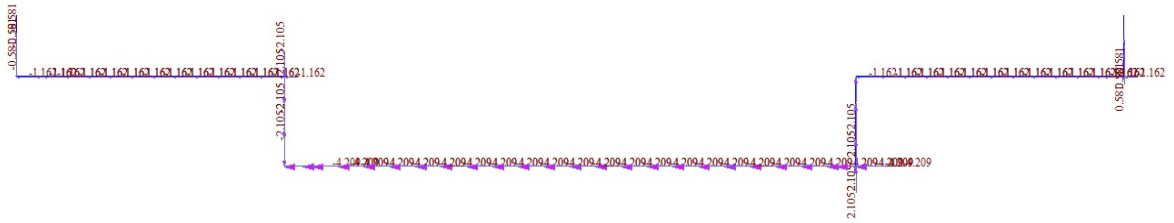
구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	62	0.000	0.450	25.0	0.091	0.224	1.000	1.026	2.520
	60	0.700	0.450	25.0	0.091	0.224	0.990	1.015	2.494
	58	1.150	0.450	25.0	0.091	0.224	0.983	1.008	2.477
	30	1.800	0.450	25.0	0.091	0.224	0.973	0.998	2.452
접합부	43	1.800	0.600	25.0	0.091	0.224	0.973	1.331	3.269
	28	2.600	0.600	25.0	0.091	0.224	0.961	1.315	3.229
	26	3.629	0.600	25.0	0.091	0.224	0.946	1.294	3.177
	1	4.429	0.600	25.0	0.091	0.224	0.934	1.277	3.137

- 우측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	63	0.000	0.450	25.0	0.091	0.224	1.000	1.026	2.520
	61	0.700	0.450	25.0	0.091	0.224	0.990	1.015	2.494
	59	1.150	0.450	25.0	0.091	0.224	0.983	1.008	2.477
	57	1.800	0.450	25.0	0.091	0.224	0.973	0.998	2.452
접합부	44	1.800	0.600	25.0	0.091	0.224	0.973	1.331	3.269
	29	2.600	0.600	25.0	0.091	0.224	0.961	1.315	3.229
	27	3.629	0.600	25.0	0.091	0.224	0.946	1.294	3.177
	25	4.429	0.600	25.0	0.091	0.224	0.934	1.277	3.137

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

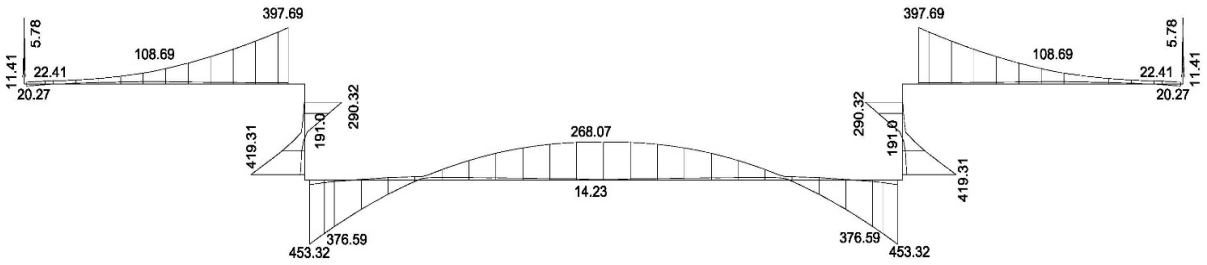
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

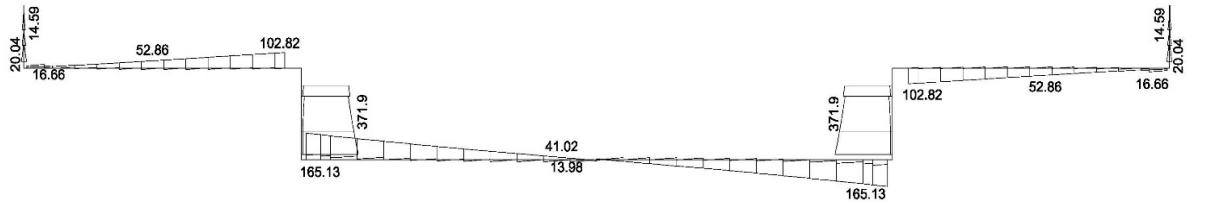
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	앵커하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15~20	LC21	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	1.000	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	1.000	

6. 단면력도

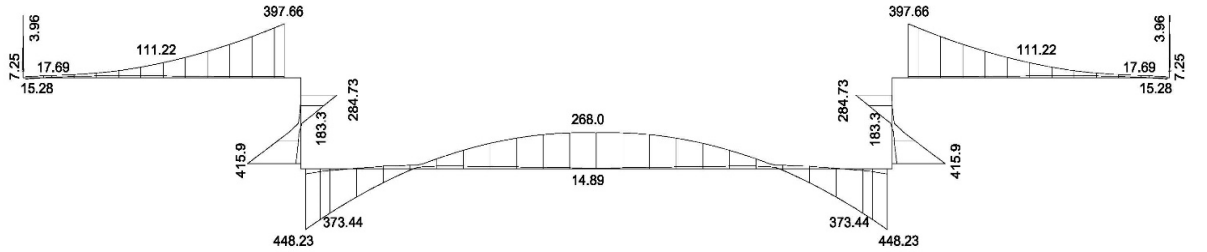
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)



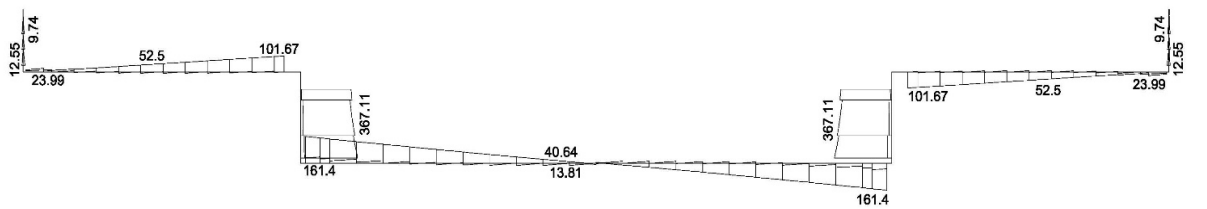
기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 - 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	20.27	-	16.66	-
	램프중앙부	37	J[37]	108.69	-	52.86	-
	램프접합부	43	J[43]	397.69	-	102.82	-
	본선접합부	1	I[1]	453.32	-	165.13	-
	본선중앙부(+)	9	1/4	268.07	-	41.02	-
	본선중앙부(-)	13	I[13]	14.23	-	13.98	-
	램프측구	32	I[31]	22.41	-	16.66	-
	본선측구	2	I[2]	376.59	-	165.13	-

7.1.2 벽체: 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	59	I[58]	5.78	16.31	14.59	
		P_{max}	59	I[58]	5.78	16.31	14.59	
	하단	M_{max}	57	I[30]	11.41	26.17	20.04	
		P_{max}	57	I[30]	11.41	26.17	20.04	
연결부 벽체	상단	M_{max}	29	J[43]	290.32	124.56	371.9	
		P_{max}	29	I[28]	191	141.62	371.9	
연결부 벽체	하단	M_{max}	25	I[1]	419.31	178.66	371.9	
		P_{max}	25	I[1]	419.31	178.66	371.9	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	15.28	-	15.53	-
	램프중앙부	37	J[37]	111.22	-	52.5	-
	램프접합부	43	J[43]	397.66	-	101.67	-
	본선접합부	1	I[1]	448.23	-	161.4	-
	본선중앙부(+)	9	1/4	268	-	40.64	-
	본선중앙부(-)	13	I[13]	14.89	-	13.81	-
	램프측구	32	I[31]	17.69	-	23.99	-
	본선측구	2	I[2]	373.44	-	161.4	-

8.1.2 벽체 : 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	59	I[58]	3.96	15.9	9.74	
		P_{max}	59	I[58]	3.96	15.9	9.74	
	하단	M_{max}	57	I[30]	7.25	25.28	12.55	
		P_{max}	57	I[30]	7.25	25.28	12.55	
연결부 벽체	상단	M_{max}	29	J[43]	284.73	139.27	367.11	
		P_{max}	29	I[28]	183.3	158.91	367.11	
연결부 벽체	하단	M_{max}	25	I[1]	415.9	174.02	367.11	
		P_{max}	25	I[1]	415.9	174.02	367.11	

국회대로 지하차도

STA.0+385.000

▣ 설계요약

1. 기초검토

구 분	지지층	Qmax(kN/㎡)	Qa(kN/㎡)	비 고
램프	퇴적층	52.28	423.77	O.K
본선	퇴적층	52.23	494.51	O.K

2. 부력검토

구 분	B(양압력), kN/m	R(저항력), kN/m	S.F	비 고
본 체	778.609	854.534	1.098	부력앵커 적용

3. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	37.62	29.58		20.27	37.62	39.21	262.62		1.00	0.600 / 0.500	0.100	H16@250 + H16@250		6.98	1584.86	125.00
	램프 중앙부	240.76	89.50		111.22	240.76	94.27	389.66		1.00	0.600 / 0.520	0.080	H19@250 + H19@250		1.62	1036.77	125.00
	램프 접합부	596.50	291.87	헌치 시작부분	397.69	596.50	148.46	667.99		1.00	0.600 / 0.520	0.080	H25@250 + H25@250		1.12	518.71	125.00
	본선 접합부	530.78	359.37		453.32	530.78	207.78	640.43		1.00	0.600 / 0.500	0.100	H25@250 + H25@250		1.21	183.21	125.00
	본선 중앙부 (+)	343.06	222.98		268.07	343.06	61.30	389.66		1.00	0.600 / 0.520	0.080	H19@250 + H19@250		1.14	343.92	125.00
	본선 중앙부 (-)	16.10	17.90		14.89	16.10	13.98	374.08		1.00	0.600 / 0.500	0.100	H19@250 + H19@250		23.23	3733.23	125.00
	램프 측구	28.24	20.60		22.41	28.24	39.21	138.37		1.00	0.370 / 0.270	0.100	H16@250 + H16@250		4.90	1203.13	125.00
	본선 측구	445.46	299.83		376.59	445.46	207.78	514.74	362.47	1.00	0.430 / 0.330	0.100	H25@250 + H25@250 H19@250 + H19@250	H13@150 - 2EA	1.16	129.05	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
외측벽체	중앙부(-) Mmax	33.81	26.13	35.75	5.78	33.81	14.59	235.94		1.00	0.450 / 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		6.98	1241.50	125.00
	중앙부(-) Pmax	33.81	26.13	35.75	5.78	33.81	14.59	235.94		1.00	0.450 / 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		6.98	1241.50	125.00
	하단부 Mmax	37.07	28.99	37.07	11.41	37.07	20.04	234.25		1.00	0.450 / 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		6.32	1119.03	125.00
	하단부 Pmax	37.07	28.99	37.07	11.41	37.07	20.04	234.25		1.00	0.450 / 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		6.32	1119.03	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
연결부 벽체	상단부 Mmax	476.70	226.75	156.78	290.32	476.70	495.43	542.91	584.22	1.00	0.600 / 0.500	0.100	H22@250 + H22@250	H13@150 - 2EA	1.14	269.73	125.00
	상단부 Pmax	339.93	144.89	170.90	191.00	339.93	495.43	567.60	584.77	1.00	0.600 / 0.500	0.100	H22@250 + H22@250	H13@150 - 2EA	1.67	547.83	125.00
연결부 벽체	하단부 Mmax	484.18	334.08	203.67	419.31	484.18	495.43	710.54	586.03	1.00	0.600 / 0.500	0.100	H25@250 + H25@250	H13@150 - 2EA	1.47	213.62	125.00
	하단부 Pmax	484.18	334.08	203.67	419.31	484.18	495.43	710.54	586.03	1.00	0.600 / 0.500	0.100	H25@250 + H25@250	H13@150 - 2EA	1.47	213.62	125.00

4. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

4.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
램프 벽체부	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 벽체부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 측구	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
본선 접합부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
본선 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
본선 측구	H	25@	125	=	4053.600	1269.120	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	19@	125	=	2292.000				H	16@	300	=	662.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	16@	125	=	1588.800	317.760	900.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	900.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 지지력검토
16. 신축이음부 검토
17. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 0.000 m	GL -1.000m	퇴적층(모래)	28MPa	지반조사보고서 참고

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	E_c = 8,500 x $\sqrt[3]{(\ fck + 4\ )}$ = 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 9.444 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

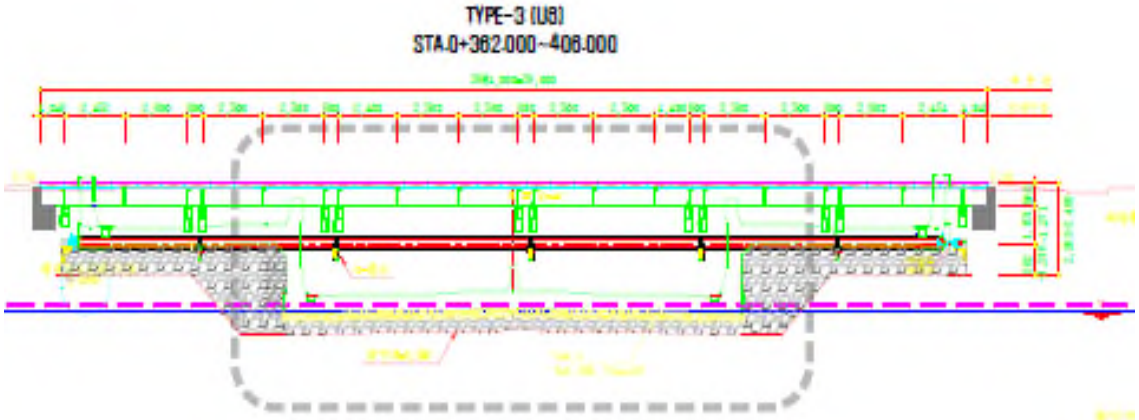
1.9 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정

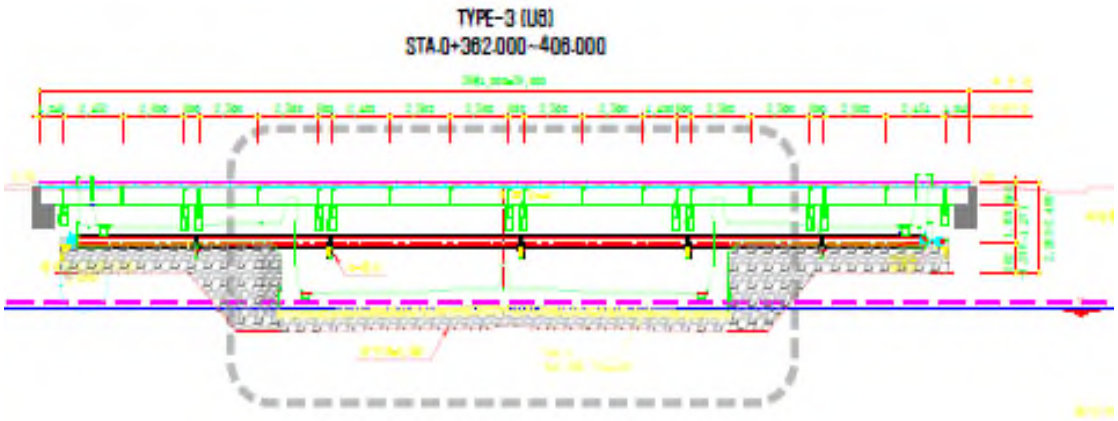


3. 부력검토

3.1 시공중 부력검토 (지하수위 : G.L -8.9m) ∴ **시공중 부력검토 불필요** : 지하수위가 구조물 아래에 위치

3.2 완공후 부력검토 (지하수위 : G.L -8.9m) ∴ **완공후 부력검토 불필요** : 지하수위가 구조물 아래에 위치

3.3 완공후 부력검토 (극한수위 : G.L -1.0m)



(1) 구체자중 : 램프

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.600	×	9.015	×	2	EA	=	270.450	kN/m
2)	벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.450	×	1.500	×	2	EA	=	33.750	kN/m
3)	벽체 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.000	×	0.800	× 2 EA	=	-	kN/m
4)	헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.500	×	0.500	× 2 EA	=	6.250	kN/m
5)	벽체 방호벽 1-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
6)	벽체 방호벽 1-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 1-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 1-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 1-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
5)	벽체 방호벽 2-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	× 2 EA	=	21.600	kN/m
6)	벽체 방호벽 2-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 2-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 2-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 2-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
								Σ				=	346.000	kN/m

(2) 구체자중 : 본선

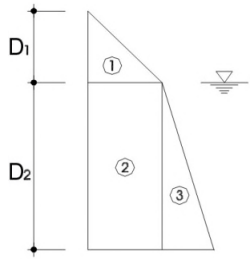
1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.600	×	18.700	×	1	EA	=	280.500	kN/m
2)	벽체	:	25.0	KN/m^3	×	0.600	×	2.029	×	2	EA	=	60.870	kN/m
3)	공동구 방호벽 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.050	×	1.080	× 2 EA	=	2.700	kN/m
4)	공동구 방호벽 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
5)	공동구 방호벽 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
6)	공동구 방호벽 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
7)	공동구 방호벽 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
8)	중앙분리대 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
9)	중앙분리대 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
10)	중앙분리대 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
11)	중앙분리대 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
12)	중앙분리대 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
								Σ				=	358.020	kN/m

(2) 연직하중

1)	아스팔트		23.000	KN/m^3	×	33.524	m	×	0.080	m		=	61.684	kN/m
2)	매스 콘크리트													
		:	23.500	KN/m^3	×	18.9	m	×	0.200	m		=	88.830	kN/m
								Σ				=	150.514	kN/m

(3) 측면마찰력 $[2\cdot C\cdot D] + [K_u\cdot\gamma\cdot D^2\cdot\tan\delta]$ 여기서 C=0 이므로 [2·C·D] 항목은 제외

토압분포



1) $(K_o\cdot\gamma_t\cdot D_1)$ x (1/2) x D_1 x tanδ x 1EA

(0.455 × 20.000 kN/m^3 × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

2) $(K_o\cdot\gamma_t\cdot D_1)$ x D_2 x tanδ x 1EA

(0.455 × 20.000 kN/m^3 × 0.000 m) × 0.000 m

× 0.000 × 2 EA = - kN/m

3) $(K_o\cdot\gamma_{sub}\cdot D_2)$ x (1/2) x D_2 x tanδ x 1EA

(0.455 × 11.000 kN/m^3 × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

Σ = - kN/m

(4) 양압력

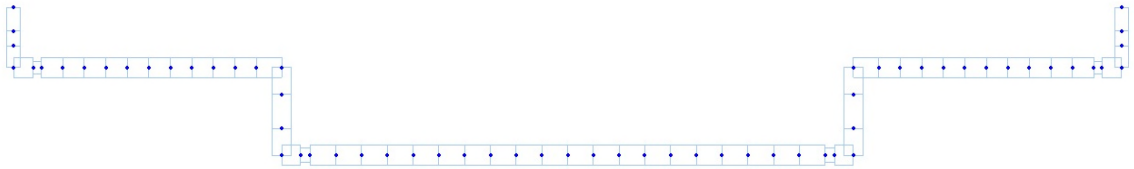
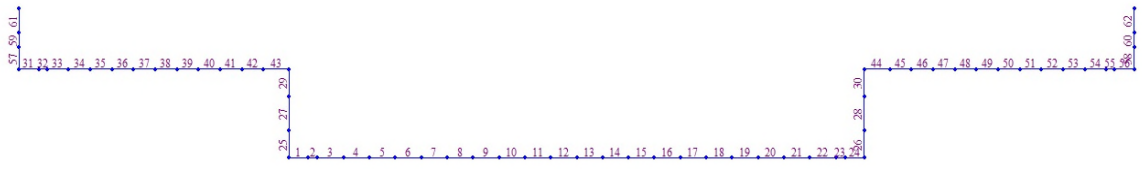
양압력	:	10.000	KN/m^3	×	0.900	m	×	18.030	m		=	162.270	kN/m
양압력	:	10.000	KN/m^3	×	3.029	m	×	19.100	m		=	578.539	kN/m
양압력	:	10.000	KN/m^3	×	18.900	m	×	0.200	m		=	37.800	kN/m
							Σ				=	778.609	kN/m

(5) 안전율

$$\text{안전율(S.F)} = \frac{(704.020 + 150.514 + 0.000)}{778.609} = 1.098 \geq 1.05$$ **O.K**

4. 해석모델링

4.1 Modeling

모델링

절점번호
부재번호


4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	0.600	0.600	0.0180000	램프 하부슬래브
	2	1.000	0.600	0.600	0.0180000	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	0.450	0.450	0.0075938	외측 벽체
	2	1.000	0.600	0.600	0.0180000	접합부 벽체

4.3 강역산정

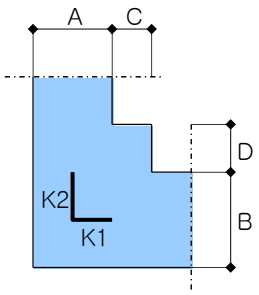
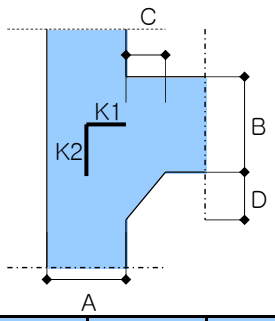
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

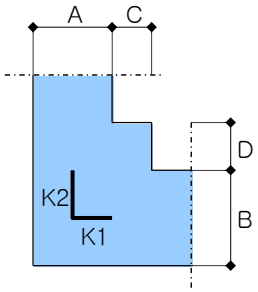
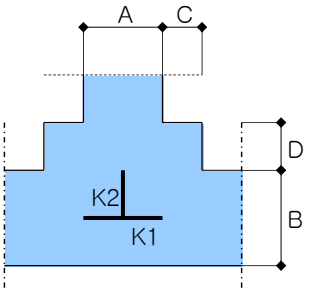
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

2) 강역설정

구분	단부			접합부		
하부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.450	m	A	0.600	m
	B	0.600	m	B	0.600	m
	C		m	C	0.500	m
	D		m	D	0.500	m
	Θ1		°	Θ1	45.000	°
	Θ2		°	Θ2	45.000	°
	K1	0.075	m	K1	0.500	m
	K2	0.188	m	K2	0.500	m

구분	단부					
하부슬래브 본선						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.600	m	A		m
	B	0.600	m	B		m
	C		m	C		m
	D		m	D		m
	Θ1		°	Θ1		°
	Θ2		°	Θ2		°
	K1	0.150	m	K1		m
	K2	0.150	m	K2		m

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎡)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,
아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 9000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 9000 = 120000 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(16.83 × 16.83) = 16.83 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 120000 x (16.83 / 0.3) $^{-3/4}$ = 5,854 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.4500 + 0.6250) / 2 × 5,854	=	3,147	30 57
2	(0.6250 + 0.2500) / 2 × 5,854	=	2,561	31 56
3	(0.2500 + 0.6812) / 2 × 5,854	=	2,726	32 55
4	(0.6812 + 0.6913) / 2 × 5,854	=	4,017	33TO41 46TO54
5	(0.6913 + 0.8000) / 2 × 5,854	=	4,365	42 45

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3)\cdot\alpha\cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(18.70 × 18.70) = 18.70 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (18.70 / 0.3) $^{-3/4}$ = 16,829 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.6000 + 0.6000) / 2 × 16,829	=	10,097	1 25
2	(0.6000 + 0.3000) / 2 × 16,829	=	7,573	2 24
3	(0.3000 + 0.8150) / 2 × 16,829	=	9,382	3 23
4	(0.8150 + 0.8150) / 2 × 16,829	=	13,716	4 TO 22

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

· 방호벽(램프) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	×	1	EA	=	10.800	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	1	EA	=	0.750	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	1	EA	=	0.660	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	1	EA	=	0.263	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	1	EA	=	0.465	kN/m
											=	12.938	kN/m

· 중앙분리대(본선) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	×	2	EA	=	5.400	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	2	EA	=	1.500	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	2	EA	=	1.320	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	2	EA	=	0.525	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	2	EA	=	0.930	kN/m
											=	9.675	kN/m

6.2 활하중 ····· LC02~07

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 10.000 × 0.500 ∴ W_{L2} = **5.000** kN/m^2

6.3 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2

· W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [0.100 x 19.0] = **0.950** kN/m^2

· W_{h3} = 0.950 + 0.500 × [2.629 x 19.0] = **25.926** kN/m^2

6.4토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2

· W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [0.100 x 10.0] = **0.500** kN/m^2

· W_{h3} = 0.500 + 0.500 × [2.629 x 10.0] = **13.645** kN/m^2

6.5 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 램프, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W1}) : 양수압

· W_{W1} = (0.10 + 0.300 + 0.00) × 10.0 = **4.000** kN/m^2

② 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{W2} = (0.10 + 2.629 + 0.30) × 10.0 = **30.290** kN/m^2

6.6 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

· W_{w1} = 0.000 + (0.000) x 10.0 = **0.000** kN/m^2

· W_{w2} = 0.000 + (0.100) x 10.0 = **1.000** kN/m^2

· W_{w3} = 1.000 + (2.629) x 10.0 = **27.290** kN/m^2

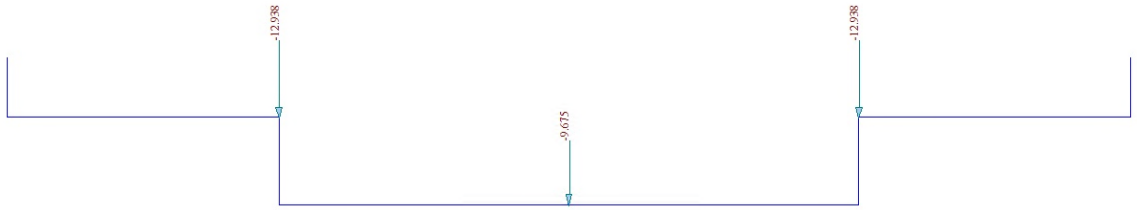
6.7 풍하중 ····· LC22

방음벽 높이 = 4.0 m

Fw	=	4.0	x	0.70		=	**2.800**	kN/m
Mw	=	2.8	x	4.00	/ 2	=	**5.600**	kN*m/m
Mwc	=	5.6	x	4.00	(지주간격)	=	**22.400**	kN*m/m
Vw	=	1.561				=	**1.561**	kN/m

7. 하중재하도

LC1. 고정하중(자중)



프로그램내에서 자동 계산

방호벽 및 중분대는 집중하중으로 재하

LC5. 활하중(수평하중 만재하시)

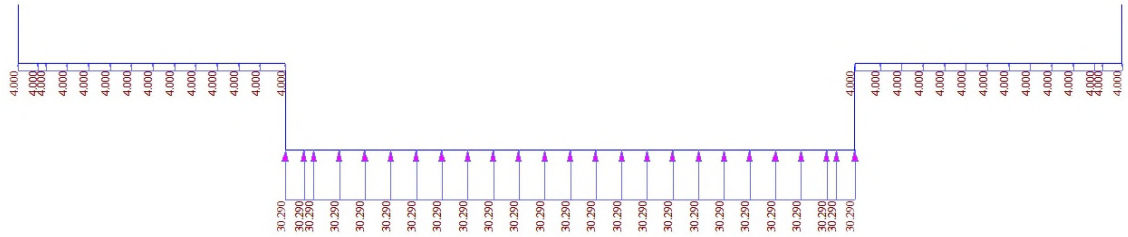
LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)

LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)

LC10. 토압(수평하중 지하수無)

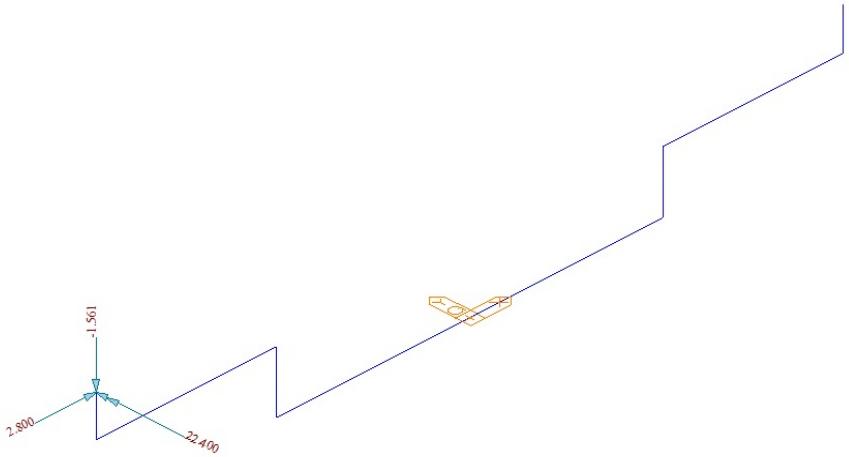
LC11. 토압(수평하중 지하수有)

LC12. 수압(연직하중)



LC13. 수압(수평하중)

LC22. 풍하중



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.05 − 0.025h ≥ 0.875

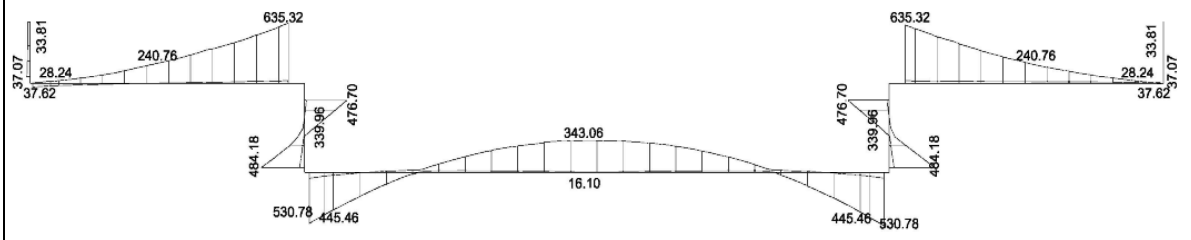
적용토피 = 0.000 m α_H = 1.05 − 0.025 × 0.00

= 1.05 ≥ 0.875 ∴ α_H = 1

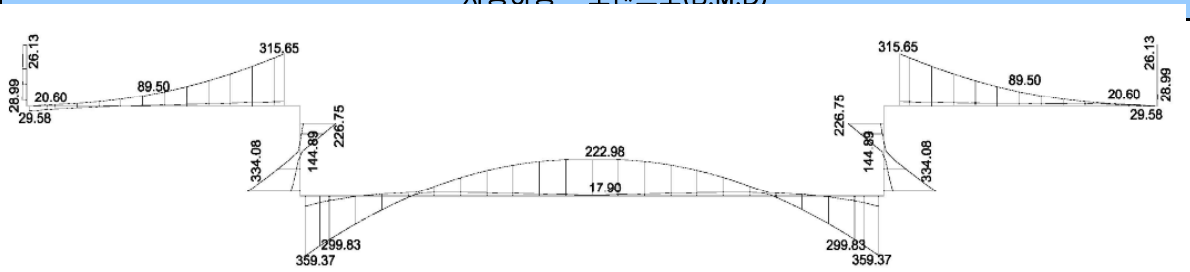
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축		풍하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압				
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有						
				좌측	우측		좌측	우측										
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14		LC22	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.60		1.60				1.20			
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.60		1.60				1.20			
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.60		1.60				1.20			
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.60		1.60	1.60	1.60	1.20			
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.60		1.60	1.60	1.60	1.20			
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.60		1.60	1.60	1.60	1.20			
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.60		0.80				1.20			
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.60		0.80				1.20			
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.60		0.80				1.20			
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.60		0.80	1.60	0.80	1.20			
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.60		0.80	1.60	0.80	1.20			
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.60		0.80	1.60	0.80	1.20			
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60							
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60				
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60							
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60				
	UCOMB17	1.20					1.00										1.30	
	UCOMB18	0.90							0.90		1.60						1.30	
	UCOMB19	0.90								0.90		1.60	0.90	1.60			1.30	
	UCOMB20	0.90							0.90		0.80						1.30	
	UCOMB21	0.90								0.90		0.80	0.90	0.80			1.30	
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00			
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00			
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00			
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00			
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00			
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00			
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00			
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00			
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00			
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00			
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00			
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00			
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00							
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00				
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00							
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00				
	WCOMB17	1.00					1.00										1.00	
	WCOMB18	1.00							1.00		1.00						1.00	
	WCOMB19	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			1.00	
	WCOMB20	1.00							1.00		1.00						1.00	
	WCOMB21	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			1.00	

9. 단면력도

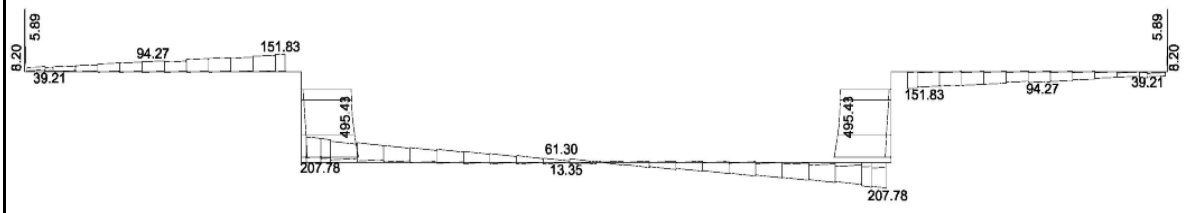
계수하중 - 모멘트도(B.M.D)



사용하중 - 모멘트도(B.M.D)



계수하중 - 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	37.620	-	39.210	29.580	20.270	-	16.660	37.620	-	39.210	29.580	상시	상시
	램프중앙부	240.760	-	94.270	89.500	111.220	-	52.860	240.760	-	94.270	89.500	상시	상시
	램프접합부	596.500	-	148.460	291.870	397.690	-	102.820	596.500	-	148.460	291.870	상시	상시
	본선접합부	530.780	-	207.780	359.370	453.320	-	165.130	530.780	-	207.780	359.370	상시	상시
	본선중앙부(+)	343.060	-	61.300	222.980	268.070	-	41.020	343.060	-	61.300	222.980	상시	상시
	본선중앙부(-)	16.100	-	13.350	17.900	14.890	-	13.980	16.100	-	13.980	17.900	상시	지진시
	램프측구	28.240	-	39.210	20.600	22.410	-	23.990	28.240	-	39.210	20.600	상시	상시
	본선측구	445.460	-	207.780	299.830	376.590	-	165.130	445.460	-	207.780	299.830	상시	상시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	중앙부(-)	Mmax	33.810	35.750	5.890	26.130	5.780	16.310	14.590	33.810	35.750	14.590	26.130	상시	지진시
		Pmax	33.810	35.750	5.890	26.130	5.780	16.310	14.590	33.810	35.750	14.590	26.130	상시	지진시
	하단부	Mmax	37.070	37.070	8.200	28.990	11.410	26.170	20.040	37.070	37.070	20.040	28.990	상시	지진시
		Pmax	37.070	37.070	8.200	28.990	11.410	26.170	20.040	37.070	37.070	20.040	28.990	상시	지진시

※ 벽체 : 연결부

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
연결부 벽체	상단부	Mmax	476.700	156.780	495.430	226.750	290.320	139.270	371.900	476.700	156.780	495.430	226.750	상시	상시
		Pmax	339.930	170.900	495.430	144.890	191.000	158.910	371.900	339.930	170.900	495.430	144.890	상시	상시
연결부 벽체	하단부	Mmax	484.180	203.670	495.430	334.080	419.310	178.660	371.900	484.180	203.670	495.430	334.080	상시	상시
		Pmax	484.180	203.670	495.430	334.080	419.310	178.660	371.900	484.180	203.670	495.430	334.080	상시	상시

11. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
											d(m)		휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	37.62	29.58		20.27	37.62	39.21	262.62		1.00	0.600 0.500	0.100	H16@250 + H16@250		**6.98**	1584.86	125.00
	램프 중앙부	240.76	89.50		111.22	240.76	94.27	389.66		1.00	0.600 0.520	0.080	H19@250 + H19@250		**1.62**	1036.77	125.00
	램프 접합부	596.50	291.87		397.69	596.50	148.46	667.99		1.00	0.600 0.520	0.080	H25@250 + H25@250		**1.12**	518.71	125.00
	본선 접합부	530.78	359.37		453.32	530.78	207.78	640.43		1.00	0.600 0.500	0.100	H25@250 + H25@250		**1.21**	183.21	125.00
	본선 중앙부 (+)	343.06	222.98		268.07	343.06	61.30	389.66		1.00	0.600 0.520	0.080	H19@250 + H19@250		**1.14**	343.92	125.00
	본선 중앙부 (-)	16.10	17.90		14.89	16.10	13.98	374.08		1.00	0.600 0.500	0.100	H19@250 + H19@250		**23.23**	3733.23	125.00
	램프 측구	28.24	20.60		22.41	28.24	39.21	138.37		1.00	0.370 0.270	0.100	H16@250 + H16@250		**4.90**	1203.13	125.00
	본선 측구	445.46	299.83		376.59	445.46	207.78	514.74	362.47	1.00	0.430 0.330	0.100	H25@250 + H25@250 H19@250 + H19@250	H13@150 - 2EA	**1.16**	129.05	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
외측 벽체	중앙부(-) Mmax	33.81	26.13	35.75	5.78	33.81	14.59	235.94		1.00	0.450 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		**6.98**	1241.50	125.00
	중앙부(-) Pmax	33.81	26.13	35.75	5.78	33.81	14.59	235.94		1.00	0.450 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		**6.98**	1241.50	125.00
	하단부 Mmax	37.07	28.99	37.07	11.41	37.07	20.04	234.25		1.00	0.450 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		**6.32**	1119.03	125.00
	하단부 Pmax	37.07	28.99	37.07	11.41	37.07	20.04	234.25		1.00	0.450 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		**6.32**	1119.03	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
연결부 벽체	상단부 Mmax	476.70	226.75	156.78	290.32	476.70	495.43	542.91	584.22	1.00	0.600 0.500	0.100	H22@250 + H22@250	H13@150 - 2EA	**1.14**	269.73	125.00
	상단부 Pmax	339.93	144.89	170.90	191.00	339.93	495.43	567.60	584.77	1.00	0.600 0.500	0.100	H22@250 + H22@250	H13@150 - 2EA	**1.67**	547.83	125.00
연결부 벽체	하단부 Mmax	484.18	334.08	203.67	419.31	484.18	495.43	710.54	586.03	1.00	0.600 0.500	0.100	H25@250 + H25@250	H13@150 - 2EA	**1.47**	213.62	125.00
	하단부 Pmax	484.18	334.08	203.67	419.31	484.18	495.43	710.54	586.03	1.00	0.600 0.500	0.100	H25@250 + H25@250	H13@150 - 2EA	**1.47**	213.62	125.00

12. 단면설계

12.1 하부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	600.000	500.000	500.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
37.620	39.210	29.580	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 3.872 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 170000.000 As - 37620000 = 0

∴ Required As = 222.154 ㎟ [p = 0.00044]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 10987.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1750.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1623.798 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1750.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 296.206 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As =		H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 4.555 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 4.555) / 4.555

= 0.3263

· ε_t = 0.3263 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 262.617 kN.m > Mu = 37.620 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 324.760 kN > Vu = 39.210 kN

· 1/2·Øv·Vc = 162.380 kN > Vu = 39.210 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00318

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.190

· j = 1 - k / 3 = 0.937

· x = k·d = 94.922 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 1.331 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 39.751 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 39.751 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 16 / 2 = 92.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1751.074 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1584.859 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1584.859 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	600.000	520.000	520.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
240.760	94.270	89.500	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 24.302 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 176800.000 As - 240760000 = 0

∴ Required As = 1394.347 ㎟ [p = 0.00268]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 11427.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1820.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1688.750 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1820.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 1859.130 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	2292.000	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 28.591 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (520.000 - 28.591) / 28.591

= 0.0516

· ε_t = 0.0516 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 389.66 kN.m > Mu = 240.760 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 337.750 kN > Vu = 94.270 kN

· 1/2·Øv·Vc = 168.875 kN > Vu = 94.270 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00441

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.219

· j = 1 - k / 3 = 0.927

· x = k·d = 114.122 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.254 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 81.021 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 81.021 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1119.709 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1036.767 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1036.767 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	600.000	520.000	520.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
596.500	148.460	291.870	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 62.568 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 176800.000 As - 596500000 = 0

∴ Required As = 3589.839 ㎟ [p = 0.0069]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 11427.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1820.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1688.750 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1820.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4786.452 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 73.609 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (520.000 - 73.609) / 73.609

= 0.0182

· ε_t = 0.0182 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 667.99 kN.m > Mu = 596.500 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 337.750 kN > Vu = 148.460 kN

· 1/2·Øv·Vc = 168.875 kN > Vu = 148.460 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00780

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.280

· j = 1 - k / 3 = 0.907

· x = k·d = 145.738 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.496 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 152.735 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 152.735 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 25 / 2 = 67.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 518.713 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 549.970 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 518.713 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	600.000	500.000	500.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
530.780	207.780	359.370	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 57.754 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 170000.000 As - 530780000 = 0

∴ Required As = 3313.608 ㎟ [p = 0.00663]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 10987.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1750.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1623.798 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1750.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4418.144 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 67.945 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 67.945) / 67.945

= 0.0191

· ε_t = 0.0191 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 640.426 kN.m > Mu = 530.780 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 324.760 kN > Vu = 207.780 kN

· 1/2·Øv·Vc = 162.380 kN < Vu = 207.780 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00811

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.285

· j = 1 - k / 3 = 0.905

· x = k·d = 142.447 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.150 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 195.914 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 195.914 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 183.212 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 321.570 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 183.212 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부(+)

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	600.000	520.000	520.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
343.060	61.300	222.980	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 34.997 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 176800.000 As - 343060000 = 0

∴ Required As = 2007.954 ㎟ [p = 0.00386]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 11427.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1820.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1688.750 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1820.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2677.272 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	2292.000	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 41.173 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (520.000 - 41.173) / 41.173

= 0.0349

· ε_t = 0.0349 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 389.66 kN.m > Mu = 343.060 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 337.750 kN > Vu = 61.300 kN

· 1/2·Øv·Vc = 168.875 kN > Vu = 61.300 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00441

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.219

· j = 1 - k / 3 = 0.927

· x = k·d = 114.122 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.108 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 201.856 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 201.856 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 343.924 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 416.139 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 343.924 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 본선중앙부(-)

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	600.000	500.000	500.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
16.100	13.980	17.900	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 1.653 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 170000.000 As - 16100000 = 0

∴ Required As = 94.863 ㎟ [p = 0.00019]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 10987.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1750.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1623.798 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1750.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 126.484 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 1.945 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 1.945) / 1.945

= 0.7681

· ε_t = 0.7681 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 374.075 kN.m > Mu = 16.100 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 324.760 kN > Vu = 13.980 kN

· 1/2·Øv·Vc = 162.380 kN > Vu = 13.980 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00458

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.223

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 111.633 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.693 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 16.875 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 16.875 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 4440.292 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 3733.234 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 3733.234 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	370.000	270.000	270.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
28.240	39.210	20.600	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 5.416 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 91800.000 As - 28240000 = 0

∴ Required As = 310.742 ㎟ [p = 0.00115]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 5933.250 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 945.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 876.851 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 945.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 414.323 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	1588.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 6.372 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (270.000 - 6.372) / 6.372

= 0.1241

· ε_t = 0.1241 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 138.372 kN.m > Mu = 28.240 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 175.370 kN > Vu = 39.210 kN

· 1/2·Øv·Vc = 87.685 kN > Vu = 39.210 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00588

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.249

· j = 1 - k / 3 = 0.917

· x = k·d = 67.169 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.477 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 52.364 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 52.364 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 16 / 2 = 92.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1273.909 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1203.127 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1203.127 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	430.000	293.880	293.880
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
445.460	207.780	299.830	136.120	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 92.150 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 99919.365 As - 445460000 = 0

∴ Required As = 5287.119 ㎟ [p = 0.01799]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 6458.024 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1028.582 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 954.405 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1028.582 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 7049.492 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6345.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 108.412 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (293.880 - 108.412) / 108.412

= 0.0051

· ε_t = 0.0051 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 514.74 kN.m > Mu = 445.460 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 203.606 kN < Vu = 207.780 kN

· 1/2·Øv·Vc = 101.803 kN < Vu = 207.780 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn > 최대간격(600mm,d/2 이하) = 146.9 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 6.658 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 6.658 ㎟

· USE Av = H 13 × 2.0 EA/M = 253.400 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 203.606 kN + 158.868 kN

= 362.474 kN > Vu = 207.780 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.02159

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.419

· j = 1 - k / 3 = 0.860

· x = k·d = 123.154 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 19.259 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 186.885 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 226.424 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 129.049 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 278.239 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 129.049 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 램프-벽체 단면검토

12.2.1 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	33.810	14.590	35.750	26.130
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	350.000	100.000	80.000	350.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
945.734	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0053] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 210.000 mm

· a = β1·c = 178.500 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 222.042 mm

· d" = X - H + d = 122.042 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4096.575 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3760.584 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 690.106 kN.m

· eb = Mb / Pb = 183.510 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 49.207 ㎜로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 57.890 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -229.155 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 293.504 kN

$\therefore \quad a \quad = \quad 49.207 \quad mn \Rightarrow$ **가정한 a와 일치** $\therefore$ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1129.301 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -200.272 kN

· Ts = fs·As = 635.520 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 313.397 kN.m

· e' = e + X - dc = 1067.776 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000002 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (350.000 - 57.890) / 57.890

= 0.01514

· ε_t = 0.0151 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 249.478 kN > Pu = 35.750 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 235.940 kN.m > Mu = 33.810 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 228.622 kN > Vu = 14.590 kN

· 1/2·Øv·Vc = 114.311 kN > Vu = 14.590 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00454

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.222

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 77.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.075 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 50.745 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 50.745 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 16 / 2 = 92.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1321.877 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1241.502 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1241.502 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	33.810	14.590	35.750	26.130
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	350.000	100.000	80.000	350.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
945.734	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4 EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0053] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 210.000 mm

· a = β1·c = 178.500 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 222.042 mm

· d" = X - H + d = 122.042 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4096.575 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3760.584 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 690.106 kN.m

· eb = Mb / Pb = 183.510 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 49.207 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 57.890 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -229.155 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 293.504 kN

∴ a = 49.207 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1129.301 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -200.272 kN

· Ts = fs·As = 635.520 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 313.397 kN.m

· e' = e + X - dc = 1067.776 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000002 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (350.000 - 57.890) / 57.890

= 0.01514

· ε_t = 0.0151 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 249.478 kN > Pu = 35.750 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 235.940 kN.m > Mu = 33.810 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 228.622 kN > Vu = 14.590 kN

· 1/2·Øv·Vc = 114.311 kN > Vu = 14.590 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00454

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.222

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 77.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.075 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 50.745 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 50.745 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 16 / 2 = 92.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1321.877 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1241.502 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1241.502 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	37.070	20.040	37.070	28.990
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	350.000	100.000	80.000	350.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1000.000	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0061] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 210.000 mm

· a = β1·c = 178.500 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 223.864 mm

· d" = X - H + d = 123.864 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4096.575 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3893.154 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 702.627 kN.m

· eb = Mb / Pb = 180.478 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 50.906 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 59.890 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -201.473 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 275.589 kN

∴ a = 50.906 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1168.293 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -257.189 kN

· Ts = fs·As = 635.520 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 309.725 kN.m

· e' = e + X - dc = 1123.864 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000002 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (350.000 - 59.890) / 59.890

= 0.01453

· ε_t = 0.0145 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 234.251 kN > Pu = 37.070 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 234.251 kN.m > Mu = 37.070 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 228.669 kN > Vu = 20.040 kN

· 1/2·Øv·Vc = 114.335 kN > Vu = 20.040 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00454

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.222

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 77.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.302 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 56.299 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 56.299 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 16 / 2 = 92.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1168.782 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1119.025 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1119.025 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	37.070	20.040	37.070	28.990
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	350.000	100.000	80.000	350.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1000.000	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4 EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0061] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 210.000 mm

· a = β1·c = 178.500 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 223.864 mm

· d" = X - H + d = 123.864 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4096.575 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3893.154 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 702.627 kN.m

· eb = Mb / Pb = 180.478 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 50.906 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 59.890 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -201.473 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 275.589 kN

∴ a = 50.906 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1168.293 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -257.189 kN

· Ts = fs·As = 635.520 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 309.725 kN.m

· e' = e + X - dc = 1123.864 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000002 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (350.000 - 59.890) / 59.890

= 0.01453

· ε_t = 0.0145 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 234.251 kN > Pu = 37.070 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 234.251 kN.m > Mu = 37.070 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 228.669 kN > Vu = 20.040 kN

· 1/2·Øv·Vc = 114.335 kN > Vu = 20.040 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00454

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.222

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 77.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.302 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 56.299 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 56.299 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 16 / 2 = 92.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1168.782 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1119.025 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1119.025 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 연결부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	476.700	495.430	156.780	226.750
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	600.000	500.000	100.000	80.000	500.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3040.566	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0085] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 300.000 mm

· a = β1·c = 255.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13770000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 295.614 mm

· d" = X - H + d = 195.614 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5852.250 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 5377.735 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1448.969 kN.m

· eb = Mb / Pb = 269.439 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 66.417 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 78.138 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -14.297 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 210.065 kN

∴ a = 66.417 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1524.270 kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -75.492 kN
· Ts = fs·As = 1238.720 kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 679.810 kN.m
· e' = e + X - dc = 3236.180 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000009 < 0.001 ∴ **O.K**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 78.138) / 78.138
= 0.01620
· ε_t = 0.0162 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용
∴ Ø Pn = 178.555 kN > Pu = 156.780 kN ∴ **O.K**
∴ Ø Mn = 542.908 kN.m > Mu = 476.700 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 330.821 kN < Vu = 495.430 kN
· 1/2·Øv·Vc = 165.411 kN < Vu = 495.430 kN
∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**
· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 250 mm ∴ **O.K**
· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]
· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 164.609 ㎟ [소요 전단철근]
· Required Av = 164.609 ㎟
· USE Av = H 13 × 2 EA/M = 253.400 ㎟ ∴ **O.K**
∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 330.821 kN + 253.400 kN
= 584.221 kN > Vu = 495.430 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00619
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.254
· j = 1 - k / 3 = 0.915
· x = k·d = 127.000 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.802 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 159.987 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 159.987 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 269.727 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 393.782 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 269.727 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 연결부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	339.930	495.430	170.900	144.890
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	600.000	500.000	100.000	80.000	500.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1989.058	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0085] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 300.000 mm

· a = β1·c = 255.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13770000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 295.614 mm

· d" = X - H + d = 195.614 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5852.250 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 5377.735 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1448.969 kN.m

· eb = Mb / Pb = 269.439 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 69.492 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 81.755 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 12.883 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 335.719 kN

∴ a = 69.492 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1594.841 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -20.404 kN

· Ts = fs·As = 1238.720 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 733.436 kN.m

· e' = e + X - dc = 2184.672 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 81.755) / 81.755

= 0.01535

· ε_t = 0.0154 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 285.361 kN > Pu = 170.900 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 567.600 kN.m > Mu = 339.930 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 331.367 kN < Vu = 495.430 kN

· 1/2·Øv·Vc = 165.684 kN < Vu = 495.430 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 250 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 164.063 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 164.063 ㎟

· USE Av = H 13 × 2 EA/M = 253.400 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 331.367 kN + 253.400 kN

= 584.767 kN > Vu = 495.430 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토, (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00619

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.254

· j = 1 - k / 3 = 0.915

· x = k·d = 127.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.986 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 102.229 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 102.229 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 547.829 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 616.263 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 547.829 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 연결부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	484.180	495.430	203.670	334.080
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	600.000	500.000	100.000	80.000	500.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2377.277	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0093] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 300.000 mm

· a = β1·c = 255.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13770000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 288.256 mm

· d" = X - H + d = 188.256 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5852.250 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4814.634 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1518.785 kN.m

· eb = Mb / Pb = 315.452 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 81.017 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 95.314 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 96.401 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 351.630 kN

∴ a = 81.017 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1859.340 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 113.732 kN

· Ts = fs·As = 1621.440 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 902.118 kN.m

· e' = e + X - dc = 2565.533 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000001 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 95.314) / 95.314

= 0.01274

· ε_t = 0.0127 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 298.886 kN > Pu = 203.670 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 710.535 kN.m > Mu = 484.180 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 332.634 kN < Vu = 495.430 kN

· 1/2·Øv·Vc = 166.317 kN < Vu = 495.430 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 250 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 162.796 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 162.796 ㎟

· USE Av = H 13 × 2 EA/M = 253.400 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 332.634 kN + 253.400 kN

= 586.034 kN > Vu = 495.430 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00811

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.285

· j = 1 - k / 3 = 0.905

· x = k·d = 142.500 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 10.362 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 182.134 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 182.134 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 213.624 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 345.899 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 213.624 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.18 연결부 벽체 하단부 Pmax

3 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	484.180	495.430	203.670	334.080
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	600.000	500.000	100.000	80.000	500.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2377.277	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0093] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 300.000 mm

· a = β1·c = 255.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13770000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 288.256 mm

· d" = X - H + d = 188.256 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5852.250 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4814.634 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1518.785 kN.m

· eb = Mb / Pb = 315.452 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 81.017 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 95.314 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 96.401 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 351.630 kN

∴ a = 81.017 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1859.340 kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 113.732 kN
· Ts = fs·As = 1621.440 kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 902.118 kN.m
· e' = e + X - dc = 2565.533 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000001 < 0.001 ∴ **O.K**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 95.314) / 95.314
= 0.01274
· ε_t = 0.0127 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용
∴ Ø Pn = 298.886 kN > Pu = 203.670 kN ∴ **O.K**
∴ Ø Mn = 710.535 kN.m > Mu = 484.180 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 332.634 kN < Vu = 495.430 kN
· 1/2·Øv·Vc = 166.317 kN < Vu = 495.430 kN
∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**
· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 250 mm ∴ **O.K**
· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]
· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 162.796 ㎟ [소요 전단철근]
· Required Av = 162.796 ㎟
· USE Av = H 13 × 2 EA/M = 253.400 ㎟ ∴ **O.K**
∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 332.634 kN + 253.400 kN
= 586.034 kN > Vu = 495.430 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00811
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.285
· j = 1 - k / 3 = 0.905
· x = k·d = 142.500 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 10.362 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 182.134 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 182.134 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 213.624 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 345.899 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 213.624 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

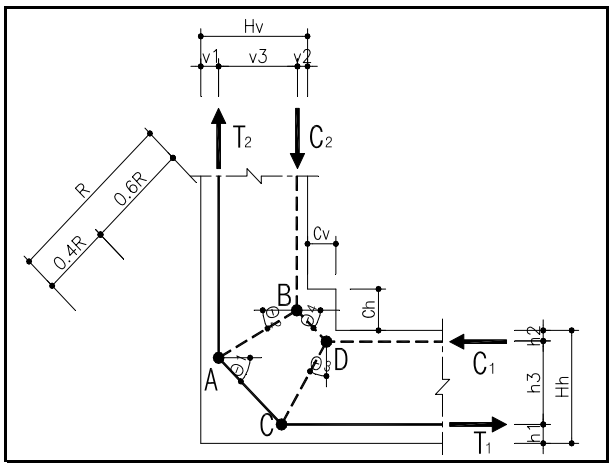
13. 우각부 보강검토

13.1 하부슬래브(램프-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	600.00 mm	벽체 높이	H_v	=	450.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	420.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	270.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	37.620 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 750.00 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

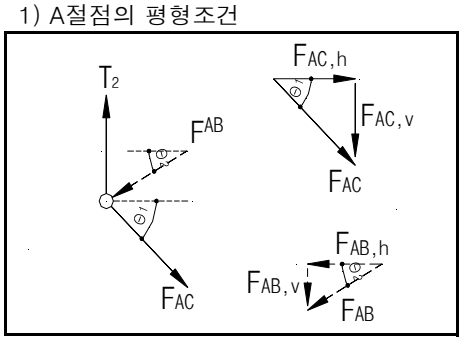
Θ_2 = 45.10°

Θ_3 = 16.06°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

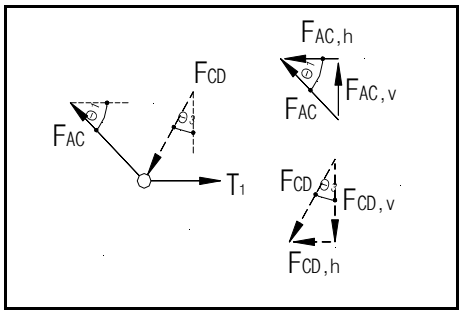
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{37.620}{0.420} =$ 89.571 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{37.620}{0.270} =$ 139.333 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 98.353 kN

식 ⑥ 으로부터

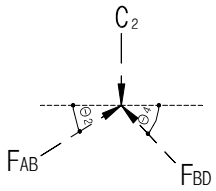
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 98.353 kN

따라서 $F_{AC} =$ **98.353** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 98.524 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 98.353 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 72.372 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**98.353**	타이
AB	**-98.524**	스트럿
BD	**-98.353**	스트럿
CD	**-72.372**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 98.353 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{98,352.941}{0.85 \times 400} = 289.27 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(2 cycle)
	= H	16	@	250	=	794.40	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**794.40**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 794.40 mm^2 > 289.27 mm^2 ……O.K

5) 스트럿과 절점영역의 강도검토

- 스트럿의 유효강도와 절점의 유효강도 중 작은 값을 스트럿의 유효강도로 설정함.
  스트럿의 유효강도를 이용해 필요 유효폭을 계산하고 구조물의 기하학적 형상을 벗어나는지 검토함.
  이 때 추가적인 절점영역의 강도 검토과정은 수행할 필요가 없음.

- 스트럿의 필요 유효폭

$$w_{req} = \frac{Fu}{\Phi_c f_{max}\, b}$$

여기서, Fu = 스트럿의 단면력 (N)

f_{max} = 0.85 β_s f_{ck} ; 계산된 스트럿의 유효강도값(MPa)

b = 부재 폭(1000mm)

Φ_c = 0.75

- 스트럿과 절점영역 강도검토 결과

스트럿 요소	요소종류	β_s	$\Phi_c f_{max}$		Fu (kN)	w_{req}(mm)	안전여부
AB	스트럿 AB	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	98.524	9.540	O.K
	절점A- CTT	0.60		10.328			
	절점B- CCC	1.00		17.213			
BD	스트럿 BD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	98.353	9.523	O.K
	절점B- CCC	1.00		17.213			
	절점D- CCC	1.00		17.213			
CD	스트럿 CD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	72.372	7.008	O.K
	절점C- CTT	0.60		10.328			
	절점D- CCC	1.00		17.213			

▶ 필요유효폭 안전여부

$$\frac{w_{req_BD}}{2} = 4.762 \text{ mm} < 0.09R = 67.500 \text{ mm} \quad \cdots\cdots \text{ O.K}$$

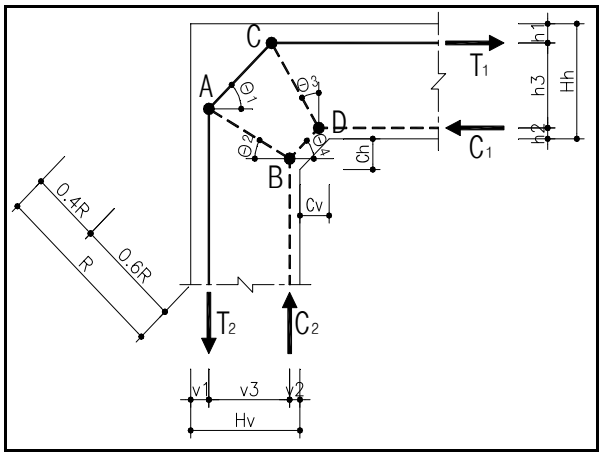
13. 우각부 보강검토

13.2 하부슬래브 (램프 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	600.00 mm	벽체 높이	H_v	=	600.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	420.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	420.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	596.500 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1202.08 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

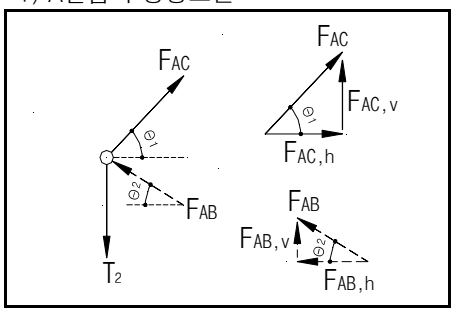
Θ_2 = 44.52°

Θ_3 = 44.52°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

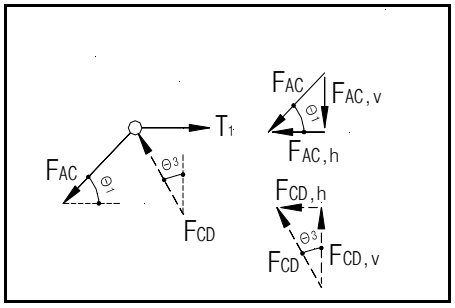
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin \Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos \Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin \Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin \Theta = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3 \Rightarrow F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{596.500}{0.420} =$ 1,420.238 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{596.500}{0.420} =$ 1,420.238 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,012.699 kN

식 ⑥ 으로부터

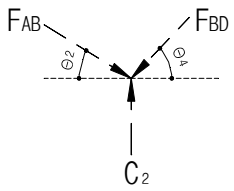
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,012.699 kN

따라서 F_{AC} = **1,012.699** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}004.295 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}012.699 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}004.295 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,012.699	타이
AB	-1,004.295	스트럿
BD	-1,012.699	스트럿
CD	-1,004.295	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,012.699 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}012{,}699.148}{0.85 \times 400} = 2{,}978.53 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**4,053.60**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 4,053.60 mm^2 > 2,978.53 mm^2 ……O.K

5) 스트럿과 절점영역의 강도검토

- 스트럿의 유효강도와 절점의 유효강도 중 작은 값을 스트럿의 유효강도로 설정함.
  스트럿의 유효강도를 이용해 필요 유효폭을 계산하고 구조물의 기하학적 형상을 벗어나는지 검토함.
  이 때 추가적인 절점영역의 강도 검토과정은 수행할 필요가 없음.

- 스트럿의 필요 유효폭

$$w_{req} = \frac{Fu}{\Phi_c f_{max}\, b}$$

여기서, Fu = 스트럿의 단면력 (N)

f_{max} = 0.85 β_s f_{ck} ; 계산된 스트럿의 유효강도값(MPa)

b = 부재 폭(1000mm)

Φ_c = 0.75

- 스트럿과 절점영역 강도검토 결과

스트럿 요소	요소종류	β_s	$\Phi_c f_{max}$		Fu (kN)	w_{req}(mm)	안전여부
AB	스트럿 AB	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	1,004.295	97.245	O.K
	절점A- CTT	0.60		10.328			
	절점B- CCC	1.00		17.213			
BD	스트럿 BD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	1,012.699	98.058	O.K
	절점B- CCC	1.00		17.213			
	절점D- CCC	1.00		17.213			
CD	스트럿 CD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	1,004.295	97.245	O.K
	절점C- CTT	0.60		10.328			
	절점D- CCC	1.00		17.213			

▶ 필요유효폭 안전여부

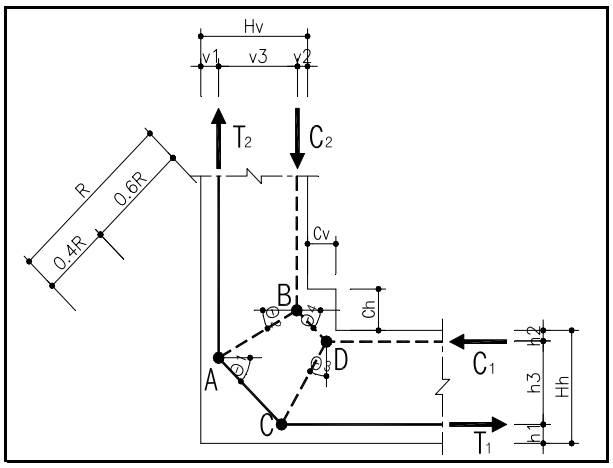
$$\frac{w_{req_BD}}{2} = 49.029 \text{ mm} < 0.11R = 132.229 \text{ mm} \quad \cdots\cdots \text{ O.K}$$

13.3 하부슬래브(본선 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	600.00 mm	벽체 높이	H_v	=	600.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	420.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	420.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	530.780 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 848.53 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

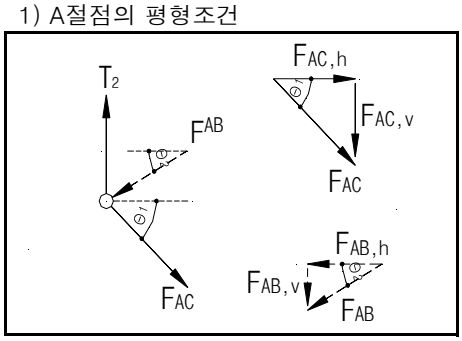
θ_2 = 24.57°

θ_3 = 24.57°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

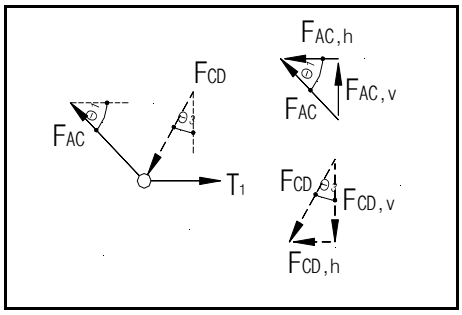
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{530.780}{0.420} =$ 1,263.762 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{530.780}{0.420} =$ 1,263.762 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,226.530 kN

식 ⑥ 으로부터

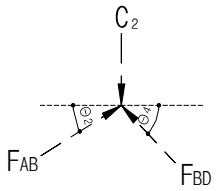
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,226.530 kN

따라서 F_{AC} = **1,226.530** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 953.614 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1,226.530 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 953.614 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,226.530**	타이
AB	**-953.614**	스트럿
BD	**-1,226.530**	스트럿
CD	**-953.614**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,226.530 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1,226,529.861}{0.85 \times 400} = 3,607.44 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**4,053.60**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 4,053.60 mm^2 > 3,607.44 mm^2 ……O.K

5) 스트럿과 절점영역의 강도검토

- 스트럿의 유효강도와 절점의 유효강도 중 작은 값을 스트럿의 유효강도로 설정함.
  스트럿의 유효강도를 이용해 필요 유효폭을 계산하고 구조물의 기하학적 형상을 벗어나는지 검토함.
  이 때 추가적인 절점영역의 강도 검토과정은 수행할 필요가 없음.

- 스트럿의 필요 유효폭

$$w_{req} = \frac{Fu}{\Phi_c f_{max}\, b}$$

여기서, Fu = 스트럿의 단면력 (N)

f_{max} = 0.85 β_s f_{ck} ; 계산된 스트럿의 유효강도값(MPa)

b = 부재 폭(1000mm)

Φ_c = 0.75

- 스트럿과 절점영역 강도검토 결과

스트럿 요소	요소종류	β_s	$\Phi_c f_{max}$		Fu (kN)	w_{req}(mm)	안전여부
AB	스트럿 AB	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	953.614	92.337	O.K
	절점A- CTT	0.60		10.328			
	절점B- CCC	1.00		17.213			
BD	스트럿 BD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	1,226.530	118.763	O.K
	절점B- CCC	1.00		17.213			
	절점D- CCC	1.00		17.213			
CD	스트럿 CD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	953.614	92.337	O.K
	절점C- CTT	0.60		10.328			
	절점D- CCC	1.00		17.213			

▶ 필요유효폭 안전여부

$$\frac{w_{req_BD}}{2} = 59.382 \text{ mm} < 0.09R = 76.368 \text{ mm} \quad \cdots\cdots \text{ O.K}$$

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
램프 벽체부	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 접합부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 측구	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
본선 접합부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
본선 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
본선 측구	H	25@	125	=	4053.600	1269.120	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	19@	125	=	2292.000				H	16@	300	=	662.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	16@	125	=	1588.800	317.760	900.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	900.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

15. 지지력 검토

15.1 하중 산정 : 램프

15.1.1 고정하중

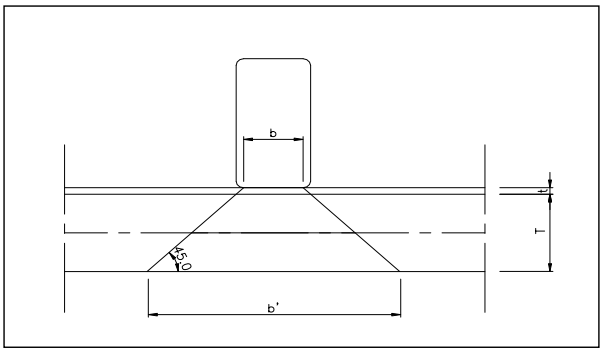
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 346.00 / 18.030 = 19.190 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

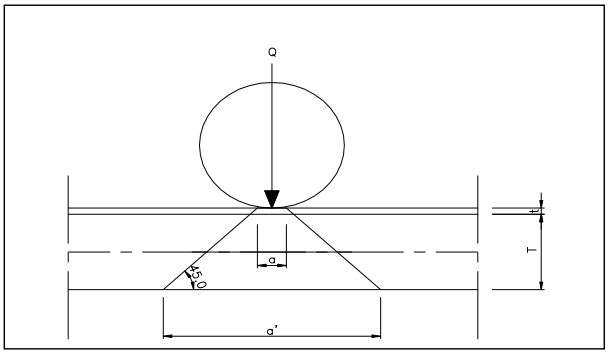


t = 80.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 600.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.600 + 0.080) x cot 45°

= 1.86 m



a' = 0.200 + 2 x (0.600 + 0.080) x cot 45°

= 1.56 m

Qz' = 96.000 / (1.860 x 1.560) = 33.085 kN/m^2

15.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 19.190 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 33.085

= 52.275 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 52.275 kN/m^2 < Qa = 423.770 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

15.3 하중 산정 : 본선

15.3.1 고정하중

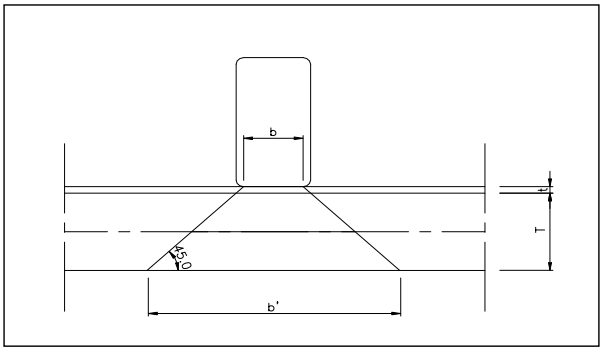
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 358.02 / 18.700 = 19.145 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

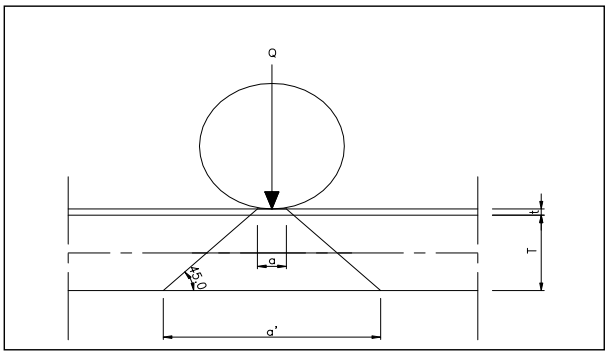


t = 80.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 600.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.600 + 0.080) x cot 45°

= 1.86 m



a' = 0.200 + 2 x (0.600 + 0.080) x cot 45°

= 1.56 m

Qz' = 96.000 / (1.860 x 1.560) = 33.085 kN/m^2

15.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 19.145 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 33.085

= 52.230 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

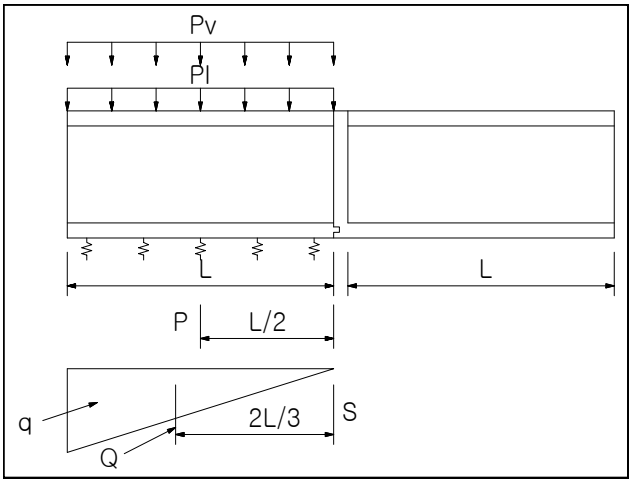
Qmax = 52.230 kN/m^2 < Qa = 494.510 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16. 신축이음부 검토

16-1. 램프

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

Pv = B × H × γt
= 9.015 x 0 x 19.0
= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 : 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

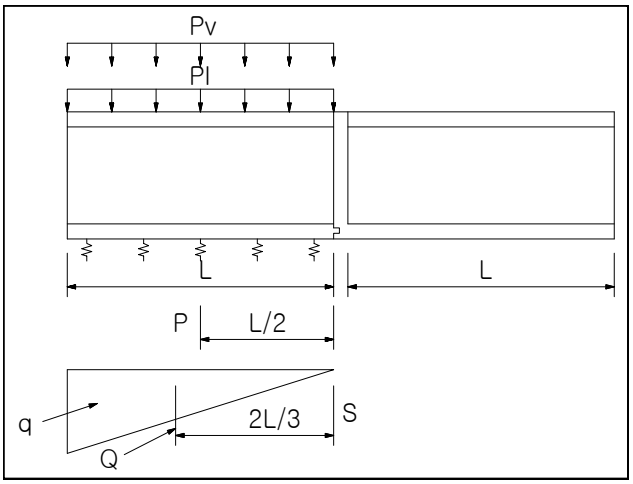
Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN
(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²
☞ 사용철근량 As = D32- 64 EA = 794.2 x 64 = 50,829 mm²

16-2. 본선

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



P = ∑Pl + ∑Pv Q = ∑q

P - S - Q = 0

P × L/2 - Q × 2/3 × L = 0

윗식에서

S = -1/4 × P

Pv = B × H × γt

= 18.7 x 0 x 19.0

= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 ÷ 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN

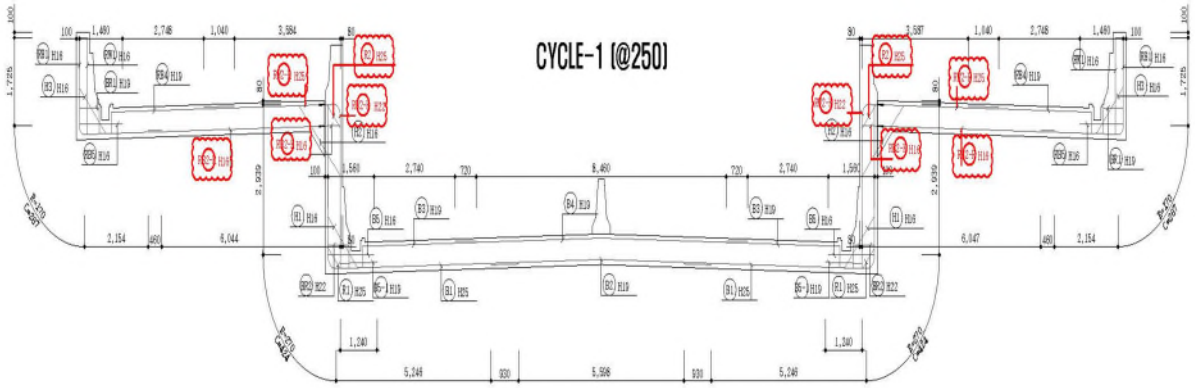
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN

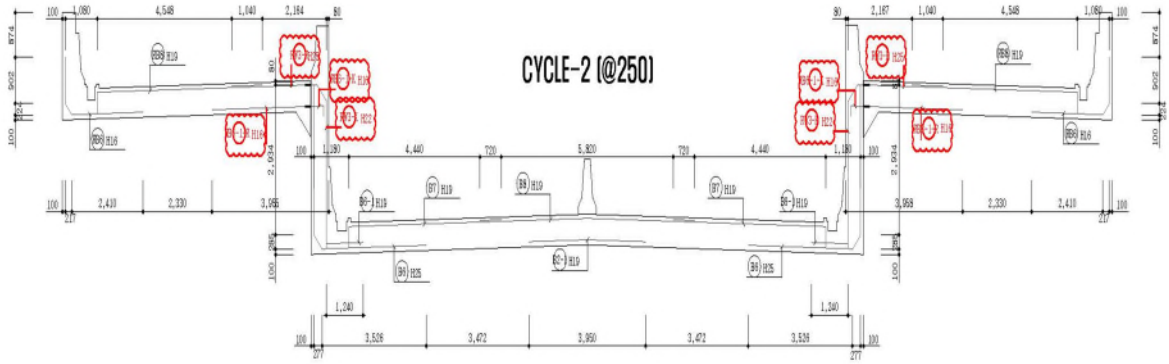
(∴ τa = 80 MPa)

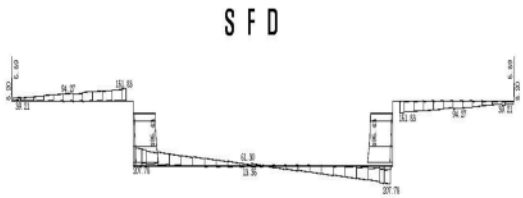
☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 160 EA = 794.2 x 160 = 127,072 mm²

17. 주철근조립도







1.7 U9~U10(STA.0+425.0)

국회대로 지하차도

STA.0+425.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

D / B_o ≥ 0.5 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
D / B_o < 0.5 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 1 m)

⊙ 정수압 : F = r_w x h

4) 토 압

① 정지 토압계수 : K_o = 1 - sin ø [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : Wq = K_o x r_s x h (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8{,}500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간벽체	외측벽체
상면(벽체외측)	100	80	80	100
하면(벽체내측)	80	100	80	80

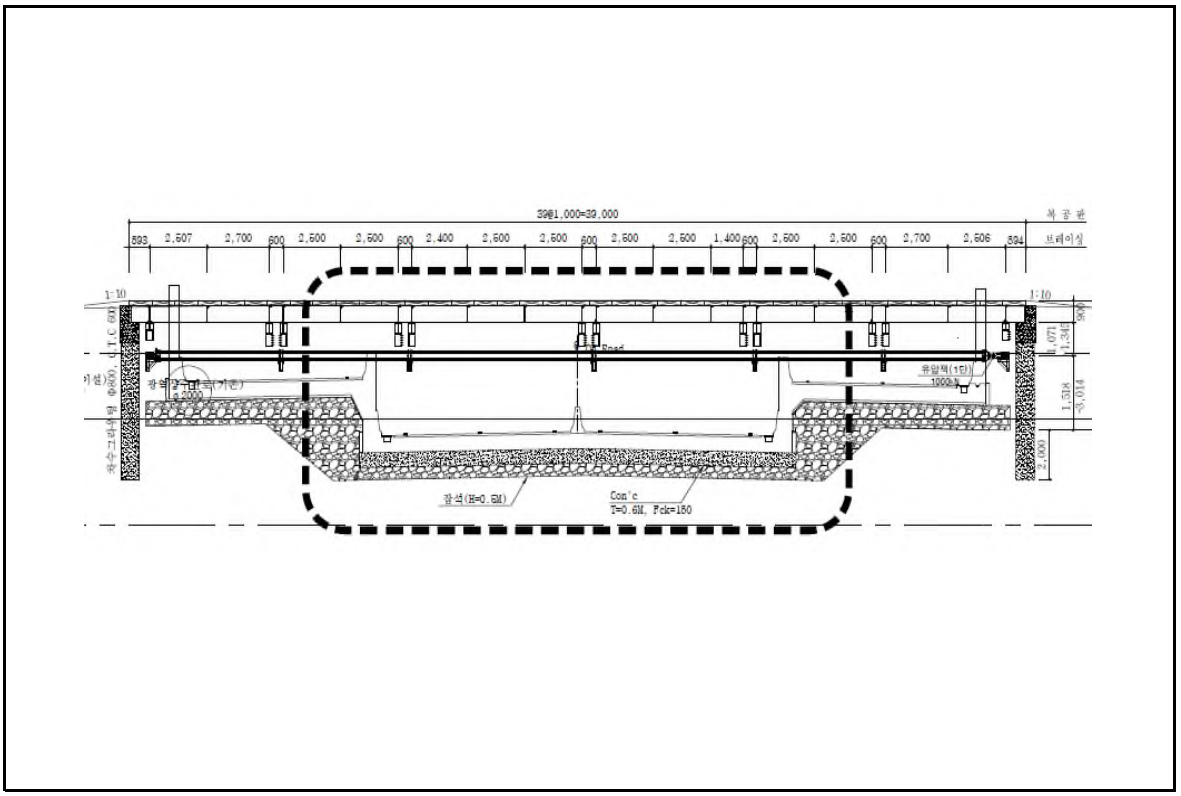
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

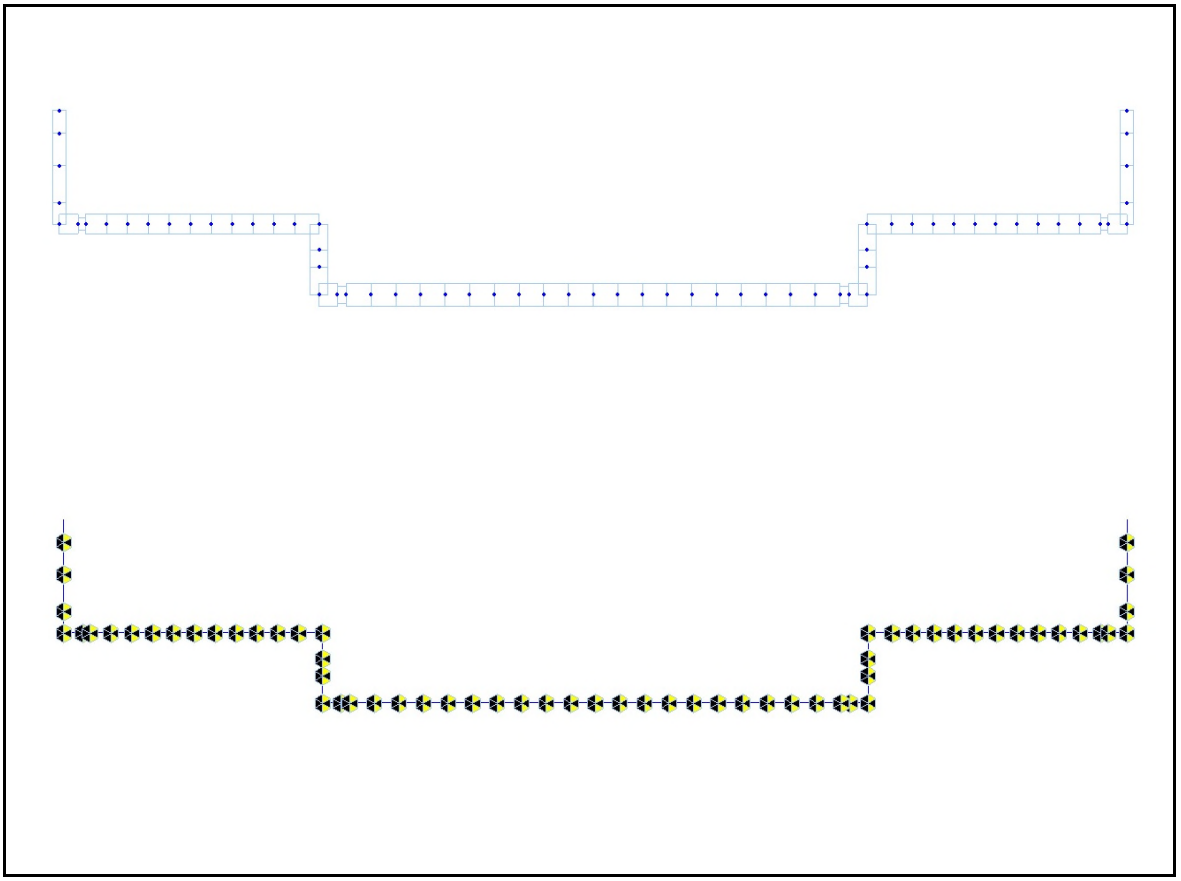
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	2.000	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	7.000	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	18.000	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	3.000	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	0.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 18.700 m = 18.700 m = 3.100 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo}\,(B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho}\,(B_H/0.3)^{-3/4}$

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	12,367	47,602	4,122	15,867	107,168	4,831	18,594	1,610	6,198
퇴적층(자갈층)	987,663	44,521	171,367	14,840	57,122	385,806	17,391	66,940	5,797	22,313
풍화토	2,201,831	99,253	382,036	33,084	127,345	860,090	38,771	149,233	12,924	49,744
풍화암	5,043,990	227,370	875,173	75,790	291,724	1,970,308	88,817	341,864	29,606	113,955
연 암	18,933,228	853,462	3,285,068	284,487	1,095,023	7,395,792	333,384	1,283,230	111,128	427,743
보통암	15,536,147	700,331	2,695,647	233,444	898,549	6,068,807	273,567	1,052,987	91,189	350,996
경 암	59,590,479	2,686,189	10,339,429	895,396	3,446,476	23,277,531	1,049,293	4,038,839	349,764	1,346,280

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,269	31,941	4,423	10,647	107,168	5,183	12,477	1,728	4,159
퇴적층(자갈층)	987,663	47,770	114,990	15,923	38,330	385,806	18,660	44,918	6,220	14,973
풍화토	2,201,831	106,495	256,351	35,498	85,450	860,090	41,600	100,137	13,867	33,379
풍화암	5,043,990	243,960	587,252	81,320	195,751	1,970,308	95,297	229,395	31,766	76,465
연 암	18,933,228	915,734	2,204,323	305,245	734,774	7,395,792	357,709	861,064	119,236	287,021
보통암	15,536,147	751,429	1,808,814	250,476	602,938	6,068,807	293,527	706,568	97,842	235,523
경 암	59,590,479	2,882,183	6,937,891	960,728	2,312,630	23,277,531	1,125,853	2,710,114	375,284	903,371

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층** , **풍화암**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	47,770	15,923	0.450	0.625	25,676	8,559	30 57
퇴적층(자갈층)	47,770	15,923	0.625	0.250	20,899	6,966	31 56
퇴적층(자갈층)	47,770	15,923	0.250	0.691	22,483	7,494	32 55
퇴적층(자갈층)	47,770	15,923	0.691	0.691	33,023	11,008	33TO41 46TO54
퇴적층(자갈층)	47,770	15,923	0.691	0.800	35,620	11,873	42 45
퇴적층(자갈층)	44,521	14,840	0.600	0.600	26,713	8,904	1 25
퇴적층(자갈층)	44,521	14,840	0.600	0.300	20,035	6,678	2 24
퇴적층(자갈층)	44,521	14,840	0.300	0.815	24,821	8,274	3 23
퇴적층(자갈층)	44,521	14,840	0.815	0.815	36,285	12,095	4 TO 22

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	64
매립층	31,941	10,647	0.700	1.000	27,150	9,050	62
매립층	31,941	10,647	1.000	1.150	34,337	11,446	60
퇴적층(자갈층)	114,990	38,330	1.150	0.650	103,491	34,497	58
퇴적층(자갈층)	114,990	38,330	0.650	0.800	83,368	27,789	30
퇴적층(자갈층)	171,367	57,122	0.650	0.800	124,241	41,414	43
퇴적층(자갈층)	171,367	57,122	0.800	0.527	113,702	37,901	28
퇴적층(자갈층)	171,367	57,122	0.527	0.850	117,986	39,329	26
퇴적층(자갈층)	171,367	57,122	0.850	0.350	102,820	34,273	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	65
매립층	31,941	10,647	0.700	1.000	27,150	9,050	63
매립층	31,941	10,647	1.000	1.150	34,337	11,446	61
퇴적층(자갈층)	114,990	38,330	1.150	0.650	103,491	34,497	59
퇴적층(자갈층)	114,990	38,330	0.650	0.800	83,368	27,789	57
퇴적층(자갈층)	171,367	57,122	0.650	0.800	124,241	41,414	44
퇴적층(자갈층)	171,367	57,122	0.800	0.527	113,702	37,901	29
퇴적층(자갈층)	171,367	57,122	0.527	0.850	117,986	39,329	27
퇴적층(자갈층)	171,367	57,122	0.850	0.350	102,820	34,273	25

*** 붕괴방지수준**

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	18,660	6,220	0.450	0.625	10,030	3,343	30 57
퇴적층(자갈층)	18,660	6,220	0.625	0.250	8,164	2,721	31 56
퇴적층(자갈층)	18,660	6,220	0.250	0.691	8,782	2,927	32 55
퇴적층(자갈층)	18,660	6,220	0.691	0.691	12,900	4,300	33TO41 46TO54
퇴적층(자갈층)	18,660	6,220	0.691	0.800	13,914	4,638	42 45
퇴적층(자갈층)	17,391	5,797	0.600	0.600	10,435	3,478	1 25
퇴적층(자갈층)	17,391	5,797	0.600	0.300	7,826	2,609	2 24
퇴적층(자갈층)	17,391	5,797	0.300	0.815	9,696	3,232	3 23
퇴적층(자갈층)	17,391	5,797	0.815	0.815	14,174	4,725	4 TO 22

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	64
매립층	12,477	4,159	0.700	1.000	10,606	3,535	62
매립층	12,477	4,159	1.000	1.150	13,413	4,471	60
퇴적층(자갈층)	44,918	14,973	1.150	0.650	40,426	13,475	58
퇴적층(자갈층)	44,918	14,973	0.650	0.800	32,565	10,855	30
퇴적층(자갈층)	66,940	22,313	0.650	0.800	48,532	16,177	43
퇴적층(자갈층)	66,940	22,313	0.800	0.527	44,415	14,805	28
퇴적층(자갈층)	66,940	22,313	0.527	0.850	46,088	15,363	26
퇴적층(자갈층)	66,940	22,313	0.850	0.350	40,164	13,388	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	65
매립층	12,477	4,159	0.700	1.000	10,606	3,535	63
매립층	12,477	4,159	1.000	1.150	13,413	4,471	61
퇴적층(자갈층)	44,918	14,973	1.150	0.650	40,426	13,475	59
퇴적층(자갈층)	44,918	14,973	0.650	0.800	32,565	10,855	57
퇴적층(자갈층)	66,940	22,313	0.650	0.800	48,532	16,177	44
퇴적층(자갈층)	66,940	22,313	0.800	0.527	44,415	14,805	29
퇴적층(자갈층)	66,940	22,313	0.527	0.850	46,088	15,363	27
퇴적층(자갈층)	66,940	22,313	0.850	0.350	40,164	13,388	25

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	-	-
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.13 = 0.074 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.13 = 0.182 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

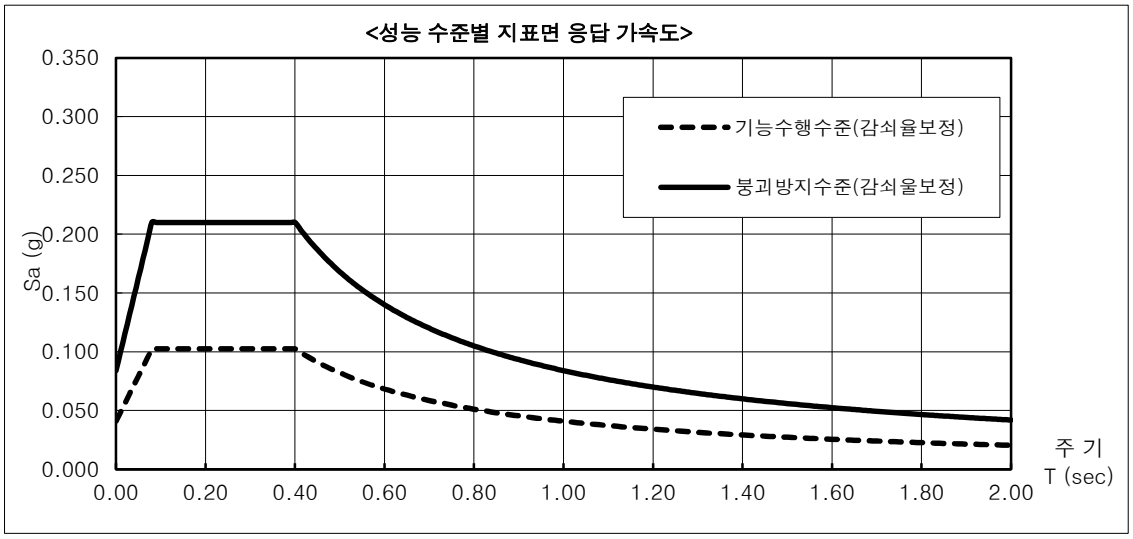
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

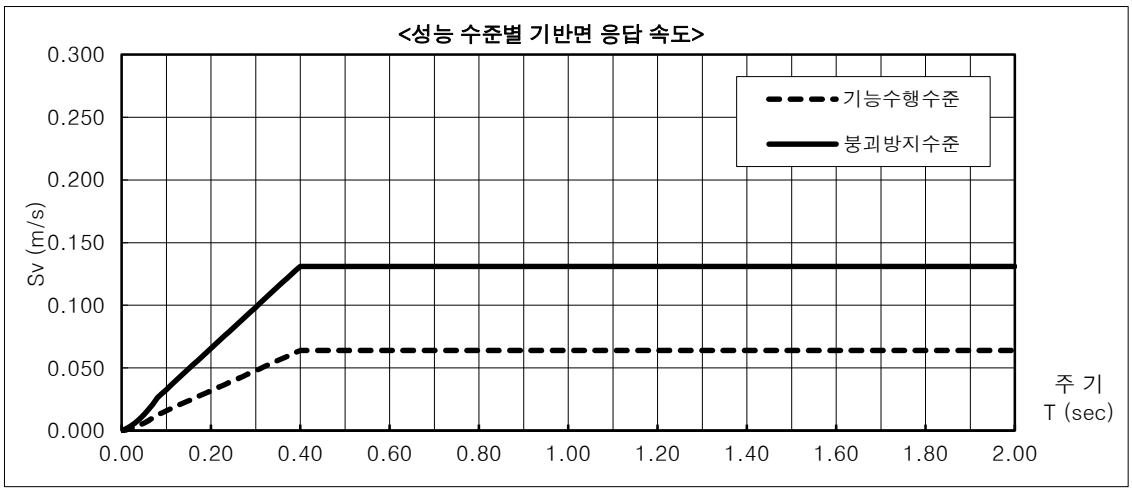
* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)
  = A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)
- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)
  = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2
- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)
  = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.000	매립층	-	156	0.051
7.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.097
18.000	풍화토	-	424	0.170
3.000	풍화암	-	631	0.019
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.337

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.337 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.098 g = 0.959 m/s²

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.064 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.000	매립층	-	156	0.051
7.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.097
18.000	풍화토	-	424	0.170
3.000	풍화암	-	631	0.019
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.337

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.337 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.200 g = 1.963 m/s²

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.131 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

$U_{h1} = 2 / \pi^2 \cdot Sv \cdot T_s \cdot \cos(\omega_0 \cdot x_1 / v_{sod1})$ 제 1층에서의 변위

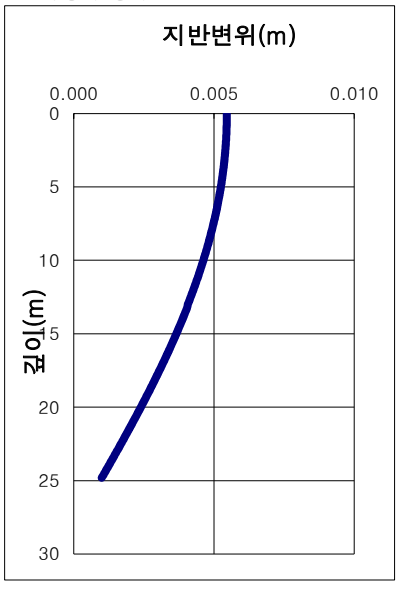
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 5.28 m, H_1 = 27.0 m, H_2 = 3.0 m, γ_1 = 19.6, γ_2 = 21.0

V_{s0d1} = 369 m/s V_{s0d2} = 631 m/s α = 0.55

ω_0 = 20.735 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 5.277 m

Sv = 0.064 m/s

Ts = 0.42 sec

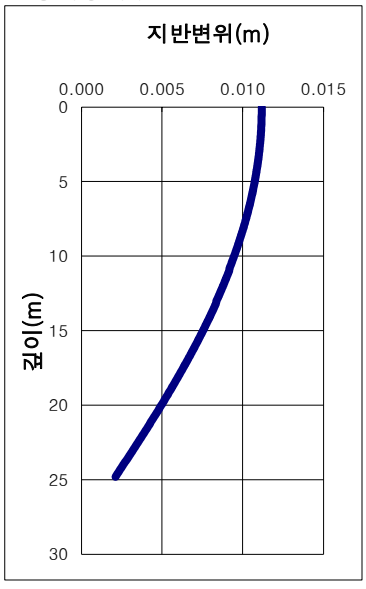
$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.005454 m

$U(Z_B)$=U(Z=5.277m)

= 0.005242 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 5.277 m

Sv = 0.131 m/s

Ts = 0.42 sec

$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.011168 m

$U(Z_B)$=U(Z=3.100m)

= 0.010734 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

*** 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 4,122 \times 0.005454 = \mathbf{22.481}$ kN/m^2 (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 1,610 \times 0.011168 = \mathbf{17.983}$ kN/m^2 (붕괴방지수준)

*** 측벽에 작용하는 지반변위하중**

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	64	0.000	0.005454	0.005242	0.000212	0	0.000
	62	0.000	0.005454	0.005242	0.000212	31,941	6.764
	60	1.000	0.005445	0.005242	0.000203	31,941	6.490
	58	2.150	0.005414	0.005242	0.000172	114,990	19.783
	30	2.800	0.005386	0.005242	0.000144	114,990	16.610
	43	2.800	0.005386	0.005242	0.000144	171,367	24.753
	28	3.600	0.005342	0.005242	0.000101	171,367	17.244
	26	4.127	0.005308	0.005242	0.000066	171,367	11.287
	1	4.977	0.005242	0.005242	0.000000	171,367	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	65	0.000	0.005454	0.005242	0.000212	0	0.000
	63	0.000	0.005454	0.005242	0.000212	31,941	6.764
	61	1.000	0.005445	0.005242	0.000203	31,941	6.490
	59	2.150	0.005414	0.005242	0.000172	114,990	19.783
	57	2.800	0.005386	0.005242	0.000144	114,990	16.610
	44	2.800	0.005386	0.005242	0.000144	171,367	24.753
	29	3.600	0.005342	0.005242	0.000101	171,367	17.244
	27	4.127	0.005308	0.005242	0.000066	171,367	11.287
	25	4.977	0.005242	0.005242	0.000000	171,367	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	64	0.000	0.011168	0.010734	0.000434	0	0.000
	62	0.000	0.011168	0.010734	0.000434	12,477	5.411
	60	1.000	0.011150	0.010734	0.000416	12,477	5.191
	58	2.150	0.011086	0.010734	0.000352	44,918	15.825
	30	2.800	0.011030	0.010734	0.000296	44,918	13.287
	43	2.800	0.011030	0.010734	0.000296	66,940	19.801
	28	3.600	0.010940	0.010734	0.000206	66,940	13.794
	26	4.127	0.010869	0.010734	0.000135	66,940	9.028
	1	4.977	0.010734	0.010734	0.000000	66,940	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	65	0.000	0.011168	0.010734	0.000434	0	0.000
	63	0.000	0.011168	0.010734	0.000434	12,477	5.411
	61	1.000	0.011150	0.010734	0.000416	12,477	5.191
	59	2.150	0.011086	0.010734	0.000352	44,918	15.825
	57	2.800	0.011030	0.010734	0.000296	44,918	13.287
	44	2.800	0.011030	0.010734	0.000296	66,940	19.801
	29	3.600	0.010940	0.010734	0.000206	66,940	13.794
	27	4.127	0.010869	0.010734	0.000135	66,940	9.028
	25	4.977	0.010734	0.010734	0.000000	66,940	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1})$ = 0.000 kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 6.453 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2$ = 3.226 kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1})$ = 0.000 kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 5.162 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2$ = 2.581 kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1})$ = 0.000 kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 6.453 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2$ = 3.226 kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1})$ = 0.000 kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 5.162 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2$ = 2.581 kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.074 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.182 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.074 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.182 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.700 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 5.277 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.700 × 25.0 × 0.074 × 0.921 = 1.194 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.700 × 25.0 × 0.182 × 0.921 = 2.933 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.600 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 3.100 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.600 × 25.0 × 0.074 × 0.954 = 1.060 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.600 × 25.0 × 0.182 × 0.954 = 2.603 kN/m^2 (붕괴방지수준)

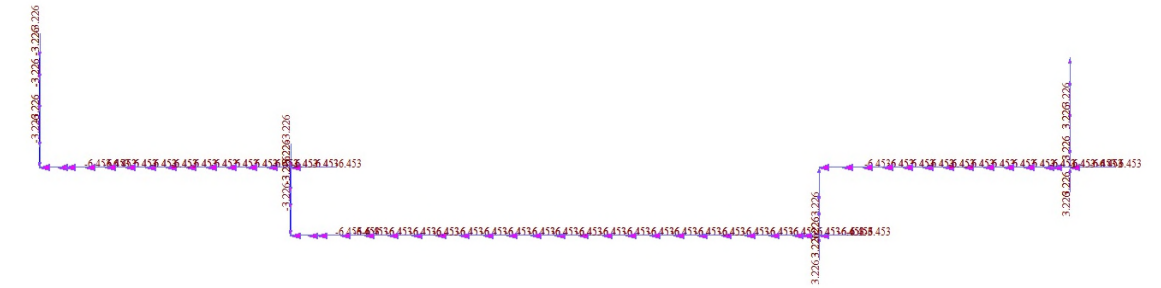
- 좌측벽체 관성력

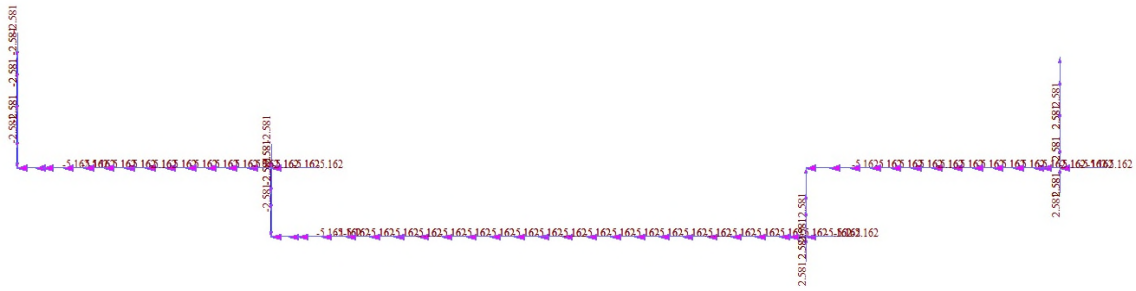
구분	해당절점	Z	Vi	ɣ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	64	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	62	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	60	1.000	0.450	25.0	0.074	0.182	0.985	0.821	2.017
	58	2.150	0.450	25.0	0.074	0.182	0.968	0.807	1.981
	30	2.800	0.450	25.0	0.074	0.182	0.958	0.799	1.962
접합부	43	2.800	0.600	25.0	0.074	0.182	0.958	1.065	2.615
	28	3.600	0.600	25.0	0.074	0.182	0.946	1.051	2.583
	26	4.127	0.600	25.0	0.074	0.182	0.938	1.043	2.561
	1	4.977	0.600	25.0	0.074	0.182	0.925	1.029	2.526

- 우측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	ɣ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	65	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	63	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	61	1.000	0.450	25.0	0.074	0.182	0.985	0.821	2.017
	59	2.150	0.450	25.0	0.074	0.182	0.968	0.807	1.981
	57	2.800	0.450	25.0	0.074	0.182	0.958	0.799	1.962
접합부	44	2.800	0.600	25.0	0.074	0.182	0.958	1.065	2.615
	29	3.600	0.600	25.0	0.074	0.182	0.946	1.051	2.583
	27	4.127	0.600	25.0	0.074	0.182	0.938	1.043	2.561
	25	4.977	0.600	25.0	0.074	0.182	0.925	1.029	2.526

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

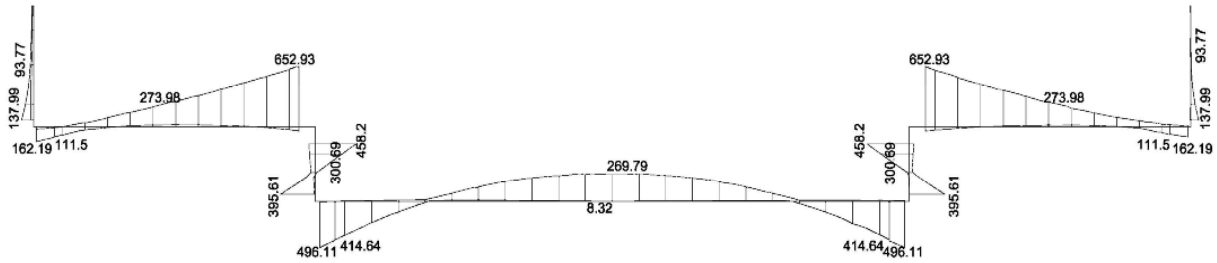
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

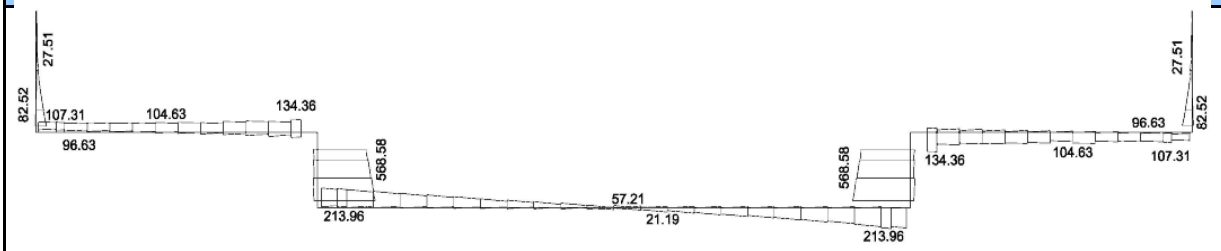
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	앵커하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15~20	LC21	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	1.000	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	1.000	

6. 단면력도

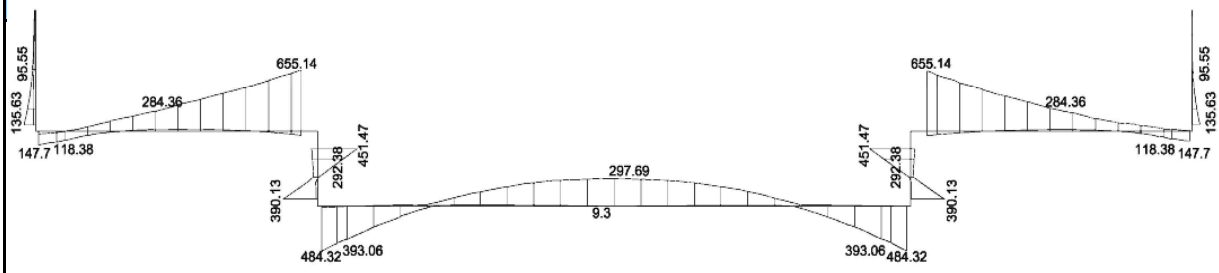
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)

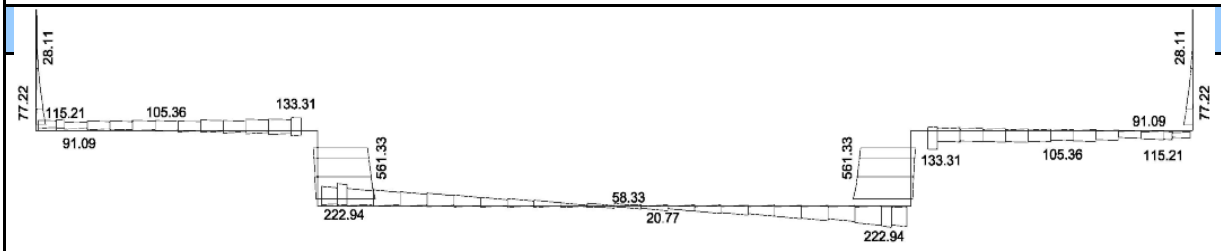


기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)





7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	162.19	-	96.63	-
	램프중앙부	37	J[37]	273.98	-	104.63	-
	램프접합부	43	J[43]	652.93	-	134.36	-
	본선접합부	1	I[1]	496.11	-	213.96	-
	본선중앙부(+)	8	3/4	296.79	-	57.21	-
	본선중앙부(-)	13	I[13]	8..32	-	21.19	-
	램프측구	32	I[31]	111.5	-	107.31	-
	본선측구	2	I[2]	414.64	-	191.28	-

7.1.2 벽체: 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	59	I[58]	93.77	85.32	27.51	
		P_{max}	59	I[58]	93.77	85.32	27.51	
	하단	M_{max}	57	I[30]	137.99	83.8	82.52	
		P_{max}	57	I[30]	137.99	83.8	82.52	
연결부 벽체	상단	M_{max}	29	J[43]	458.2	208.73	568.58	
		P_{max}	29	I[28]	300.69	208.06	568.58	
연결부 벽체	하단	M_{max}	25	I[1]	395.61	214.09	568.58	
		P_{max}	25	I[1]	395.61	214.09	568.58	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	147.7	-	91.09	-
	램프중앙부	37	J[37]	284.36	-	105.36	-
	램프접합부	43	J[43]	655.14	-	133.31	-
	본선접합부	1	I[1]	484.32	-	222.94	-
	본선중앙부(+)	8	3/4	297.69	-	58.34	-
	본선중앙부(-)	13	I[13]	9.3	-	20.77	-
	램프측구	32	I[31]	118.38	-	115.21	-
	본선측구	2	I[2]	393.06	-	222.94	-

8.1.2 벽체 : 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	59	I[58]	95.55	80.25	28.11	
		P_{max}	59	I[58]	95.55	80.25	28.11	
	하단	M_{max}	57	I[30]	135.63	78.21	77.22	
		P_{max}	57	I[30]	135.63	78.21	77.22	
연결부 벽체	상단	M_{max}	29	J[43]	451.47	173.54	561.33	
		P_{max}	29	I[28]	292.38	204.78	561.33	
연결부 벽체	하단	M_{max}	25	I[1]	390.13	209.32	561.33	
		P_{max}	25	I[1]	390.13	209.32	561.33	

국회대로 지하차도

STA.0+425.000

▣ 설계요약

1. 기초검토

구 분	지지층	Qmax(kN/㎡)	Qa(kN/㎡)	비 고
램프	퇴적층	54.33	382.49	O.K
본선	퇴적층	47.32	433.33	O.K

2. 부력검토

구 분	B(양압력), kN/m	R(저항력), kN/m	S.F	비 고
본 체	1549.361	1638.024	1.057	부력앵커 적용
	1549.361	2238.024	1.444	O.K

3. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	184.82	139.40		162.19	184.82	117.19	374.08		1.00	0.600 / 0.500	0.100	H19@250 + H19@250		2.02	372.97	125.00
	램프 중앙부	323.88	223.01		284.36	323.88	149.51	389.66		1.00	0.600 / 0.520	0.080	H19@250 + H19@250		1.20	343.85	125.00
	램프 접합부	818.93	513.29	헌치시작부분	655.14	818.93	253.29	830.36		1.00	0.600 / 0.520	0.080	H29@250 + H29@250		1.01	326.58	125.00
	본선 접합부	672.91	406.91		496.11	672.91	341.55	970.14		1.00	0.700 / 0.600	0.100	H29@250 + H29@250		1.44	325.03	125.00
	본선 중앙부 (+)	417.31	254.50		297.69	417.31	103.50	467.59		1.00	0.700 / 0.620	0.080	H19@250 + H19@250		1.12	370.34	125.00
	본선 중앙부 (-)	10.37	11.02		9.30	10.37	34.92	452.00		1.00	0.700 / 0.600	0.100	H19@250 + H19@250		43.59	7321.85	125.00
	램프 측구	154.26	105.01		118.38	154.26	115.21	194.84		1.00	0.370 / 0.270	0.100	H19@250 + H19@250		1.26	192.91	125.00
	본선 측구	565.65	332.61		414.64	565.65	320.41	673.10	662.28	1.00	0.530 / 0.430	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.19	251.24	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
외측벽체	중앙부(-) Mmax	121.38	97.07	105.92	95.55	121.38	32.25	227.38		1.00	0.450 / 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		1.87	187.75	125.00
	중앙부(-) Pmax	121.38	97.07	105.92	95.55	121.38	32.25	227.38		1.00	0.450 / 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		1.87	187.75	125.00
	하단부 Mmax	163.84	125.22	85.15	137.99	163.84	93.25	289.42		1.00	0.450 / 0.350	0.100	H19@250 + H19@250		1.77	234.52	125.00
	하단부 Pmax	163.84	125.22	85.15	137.99	163.84	93.25	289.42		1.00	0.450 / 0.350	0.100	H19@250 + H19@250		1.77	234.52	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
연결부 벽체	상단부 Mmax	590.48	361.13	334.74	458.20	590.48	710.88	735.42	734.90	1.00	0.600 / 0.500	0.100	H25@250 + H25@250	H16@150 - 2EA	1.25	181.24	125.00
	상단부 Pmax	393.99	231.68	397.87	300.69	393.99	710.88	827.53	737.34	1.00	0.600 / 0.500	0.100	H25@250 + H25@250	H16@150 - 2EA	2.10	404.73	125.00
연결부 벽체	하단부 Mmax	503.87	330.09	267.77	395.61	503.87	710.88	905.16	732.31	1.00	0.600 / 0.500	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.80	335.12	125.00
	하단부 Pmax	503.87	330.09	267.77	395.61	503.87	568.58	905.16	732.31	1.00	0.600 / 0.500	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.80	335.12	125.00

4. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

4.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
램프 벽체부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H		250						H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H		250	=					H		300			
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
본선 접합부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
본선 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	16@	125	=	1588.800	317.760	900.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	19@	125	=	2292.000	458.400	900.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 지지력검토
16. 신축이음부 검토
17. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 0.000 m	GL -1.000m	퇴적층(모래)	28MPa	지반조사보고서 참고

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	$E_c = 8{,}500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 4.474 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

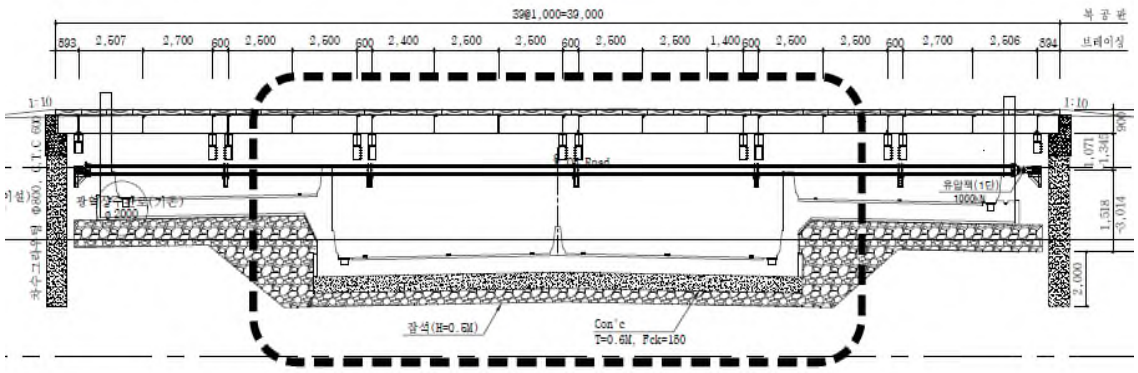
1.9 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정

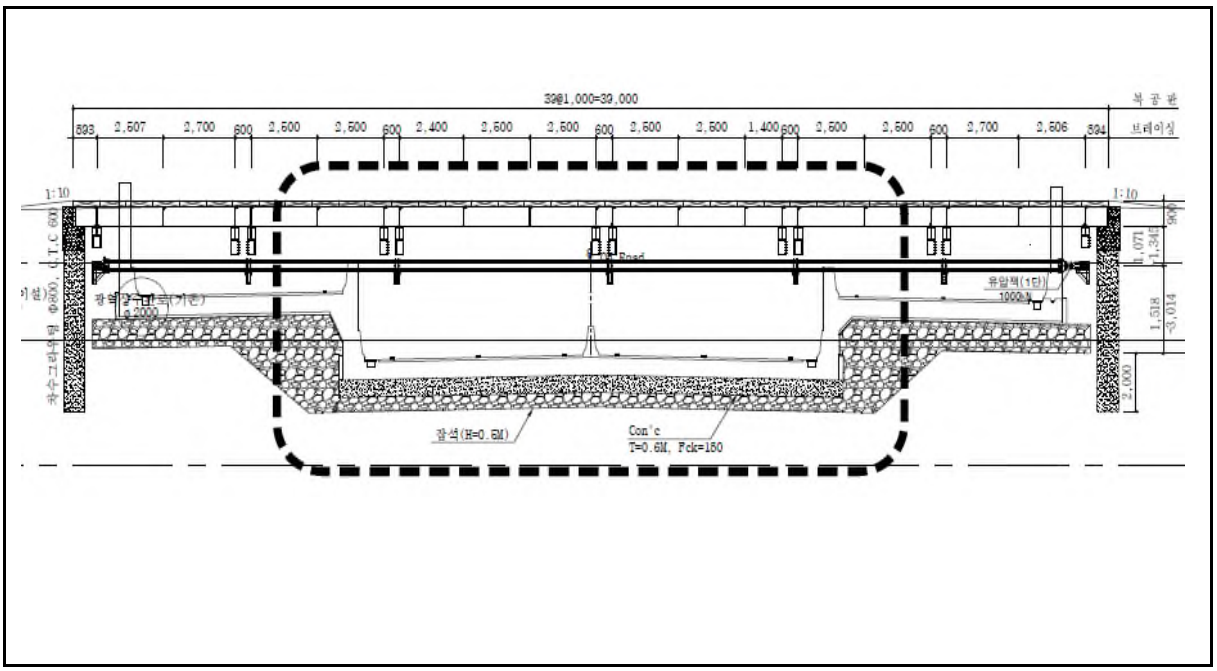

39@1,000=39,000
593
2,607
2,700
600
2,500
2,500
600
2,400
2,600
2,600
600
2,600
2,600
1,400
600
2,600
2,600
600
2,700
2,606
594
복 공 판
브레이싱
1:10
1:10
Road
유압책(1단)
1000h
감석(H=0.6M)
Con'c
T=0.6M, Fck=180
1,071
1,248
1,538
2,100

3. 부력검토

3.1 시공중 부력검토 (지하수위 : G.L -8.5m) **∴ 시공중 부력검토 불필요** : 지하수위가 구조물 아래에 위치

3.2 완공후 부력검토 (지하수위 : G.L -8.5m) **∴ 완공후 부력검토 불필요** : 지하수위가 구조물 아래에 위치

3.3 완공후 부력검토 (극한수위 : G.L -1.0m)



(1) 구체자중 : 램프

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.600	×	9.112	×	2	EA	=	273.360	kN/m
2)	벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.450	×	3.200	×	2	EA	=	72.000	kN/m
3)	벽체 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.000	×	2.500	× 2 EA	=	-	kN/m
4)	헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.500	×	0.500	× 2 EA	=	6.250	kN/m
5)	벽체 방호벽 1-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
6)	벽체 방호벽 1-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 1-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 1-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 1-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
5)	벽체 방호벽 2-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	× 2 EA	=	21.600	kN/m
6)	벽체 방호벽 2-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 2-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 2-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 2-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
								Σ				=	387.160	kN/m

(2) 구체자중 : 본선

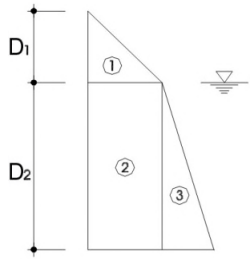
1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.700	×	18.700	×	1	EA	=	327.250	kN/m
2)	벽체	:	25.0	KN/m^3	×	0.600	×	1.527	×	2	EA	=	45.810	kN/m
3)	공동구 방호벽 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.050	×	1.080	× 2 EA	=	2.700	kN/m
4)	공동구 방호벽 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
5)	공동구 방호벽 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
6)	공동구 방호벽 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
7)	공동구 방호벽 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
8)	중앙분리대 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
9)	중앙분리대 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
10)	중앙분리대 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
11)	중앙분리대 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
12)	중앙분리대 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	389.710	kN/m

(2) 연직하중

1)	아스팔트	23.000	KN/m^3	×	33.524	m	×	0.080	m	=	61.684	kN/m
2)	매스 콘크리트											
	:	23.500	KN/m^3	×	18.9	m	×	1.800	m	=	799.470	kN/m
						Σ				=	861.154	kN/m

(3) 측면마찰력 $[2\cdot C\cdot D] + [K_u\cdot\gamma\cdot D^2\cdot\tan\delta]$ 여기서 C=0 이므로 [2·C·D] 항목은 제외

토압분포



1) $(K_o\cdot\gamma_t\cdot D_1) \times (1/2) \times D_1 \times \tan\delta \times 1EA$

(0.455 × 20.000 kN/m^3 × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

2) $(K_o\cdot\gamma_t\cdot D_1) \times D_2 \times \tan\delta \times 1EA$

(0.455 × 20.000 kN/m^3 × 0.000 m) × 0.000 m

× 0.000 × 2 EA = - kN/m

3) $(K_o\cdot\gamma_{sub}\cdot D_2) \times (1/2) \times D_2 \times \tan\delta \times 1EA$

(0.455 × 11.000 kN/m^3 × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

Σ = - kN/m

(4) 양압력

양압력	:	10.000	KN/m^3	×	2.100	m	×	18.224	m	=	382.704	kN/m
양압력	:	10.000	KN/m^3	×	4.327	m	×	19.100	m	=	826.457	kN/m
양압력	:	10.000	KN/m^3	×	1.800	m	×	18.900	m	=	340.200	kN/m
						Σ				=	1,549.361	kN/m

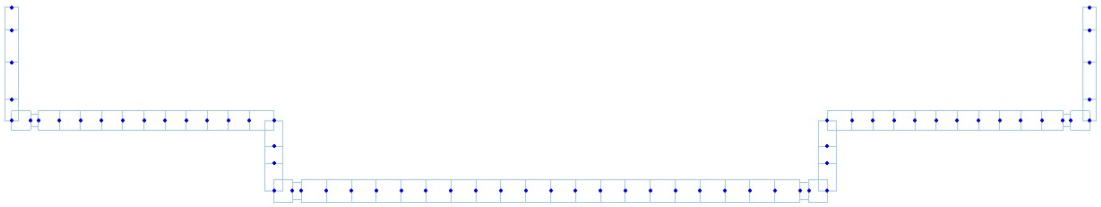
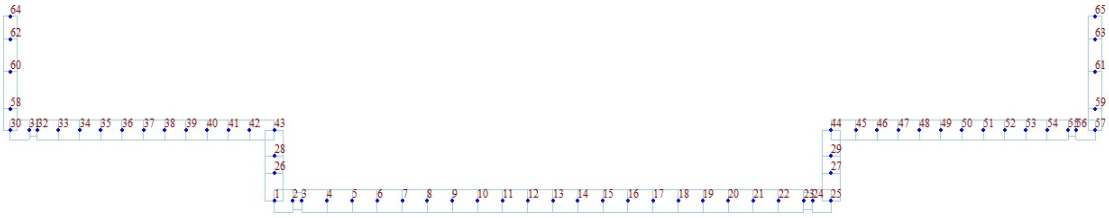
(5) 안전율

$$\text{안전율(S.F)} = \frac{(776.870 + 861.154 + 0.000)}{1549.361} = 1.057 \geq 1.05$$

O.K

4. 해석모델링

4.1 Modeling

모델링

절점번호

부재번호

4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	0.600	0.600	0.0180000	램프 하부슬래브
	2	1.000	0.700	0.700	0.0285833	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	0.450	0.450	0.0075938	외측 벽체
	2	1.000	0.600	0.600	0.0180000	접합부 벽체

4.3 강역산정

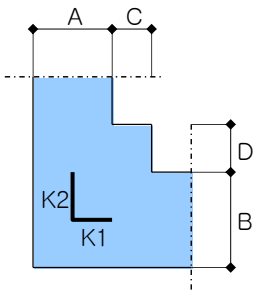
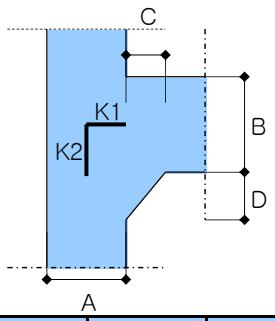
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

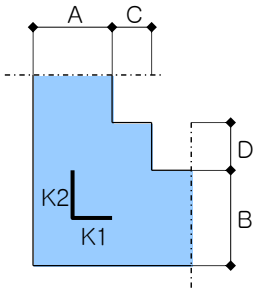
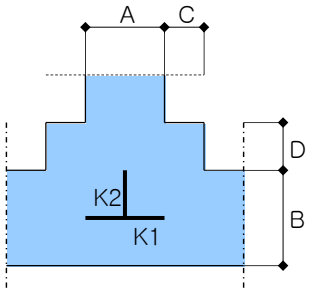
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

2) 강역설정

구분	단부			접합부		
하부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.450	m	A	0.600	m
	B	0.600	m	B	0.600	m
	C		m	C	0.500	m
	D		m	D	0.500	m
	Θ1		°	Θ1	45.000	°
	Θ2		°	Θ2	45.000	°
	K1	0.075	m	K1	0.500	m
	K2	0.188	m	K2	0.500	m

구분	단부				
하부슬래브 본선					
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.600	m	A		m
	B	0.700	m	B		m
	C		m	C		m
	D		m	D		m
	Θ1		°	Θ1		°
	Θ2		°	Θ2		°
	K1	0.125	m	K1		m
	K2	0.200	m	K2		m

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎡)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서, 아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(17.02 × 17.02) = 17.02 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (17.02 / 0.3) $^{-3/4}$ = 18,057 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.4500 + 0.6250) / 2 × 18,057	=	9,706	30 57
2	(0.6250 + 0.2500) / 2 × 18,057	=	7,900	31 56
3	(0.2500 + 0.6913) / 2 × 18,057	=	8,498	32 55
4	(0.6913 + 0.6913) / 2 × 18,057	=	12,483	33TO41 46TO54
5	(0.6913 + 0.8000) / 2 × 18,057	=	13,464	42 45

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(18.70 × 18.70) = 18.70 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (18.70 / 0.3) $^{-3/4}$ = 16,829 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.6000 + 0.6000) / 2 × 16,829	=	10,097	1 25
2	(0.6000 + 0.3000) / 2 × 16,829	=	7,573	2 24
3	(0.3000 + 0.8150) / 2 × 16,829	=	9,382	3 23
4	(0.8150 + 0.8150) / 2 × 16,829	=	13,716	4 TO 22

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

· 방호벽(램프) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	×	1	EA	=	10.800	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	1	EA	=	0.750	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	1	EA	=	0.660	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	1	EA	=	0.263	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	1	EA	=	0.465	kN/m
											=	12.938	kN/m

· 중앙분리대(본선) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	×	2	EA	=	5.400	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	2	EA	=	1.500	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	2	EA	=	1.320	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	2	EA	=	0.525	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	2	EA	=	0.930	kN/m
											=	9.675	kN/m

6.2 갠트리하중 ····· LC01

· 연직하중 : Gv = **17.506** kN/m

· 수평하중 : Gh = **7.219** kN/m

· 모멘트 하중 : Gm = **14.978** kN/m

6.3 활하중 ····· LC02~07

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 10.000 × 0.500 ∴ W_{L2} = **5.000** kN/m^2

6.4 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2

· W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [1.000 x 19.0] = **9.500** kN/m^2

· W_{h3} = 9.500 + 0.500 × [1.800 x 19.0] = **26.600** kN/m^2

· W_{h4} = 26.600 + 0.500 × [2.177 x 19.0] = **47.282** kN/m^2

6.5토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2

· W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [1.000 x 19.0] = **9.500** kN/m^2

· W_{h3} = 9.500 + 0.500 × [1.800 x 10.0] = **18.500** kN/m^2

· W_{h4} = 18.500 + 0.500 × [2.177 x 10.0] = **29.385** kN/m^2

6.6 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 램프, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W1}) : 양수압

· W_{W1} = (1.80 + 0.300 + 0.00) × 10.0 = **21.000** kN/m^2

② 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{W2} = (1.80 + 2.177 + 0.35) × 10.0 = **43.270** kN/m^2

6.7 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

· W_{w2} = 0.000 + (0.000) x 10.0 = **0.000** kN/m^2

· W_{w3} = 0.000 + (1.000) x 10.0 = **10.000** kN/m^2

· W_{w4} = 10.000 + (1.800) x 10.0 = **28.000** kN/m^2

· W_{w5} = 28.000 + (2.177) x 10.0 = **49.770** kN/m^2

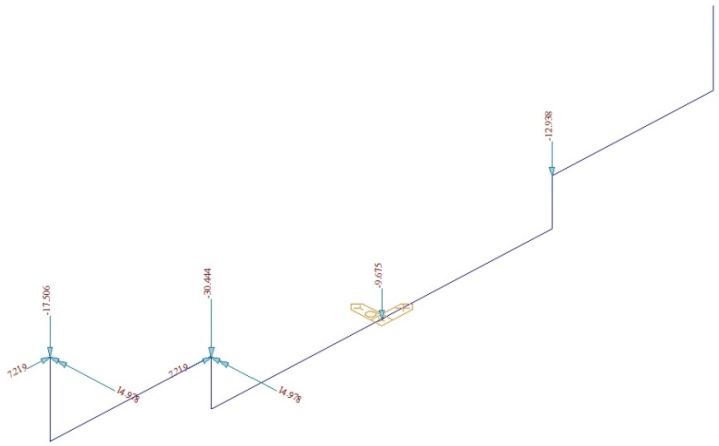
6.9 풍하중 ····· LC22

방음벽 높이 = 4.0 m

Fw	=	4.0	x	0.70		=	**2.800**	kN/m
Mw	=	2.8	x	4.00	/ 2	=	**5.600**	kN*m/m
Mwc	=	5.6	x	4.00	(지주간격)	=	**22.400**	kN*m/m
Vw	=	1.561				=	**1.561**	kN/m

7. 하중재하도

LC1. 고정하중(자중)



프로그램내에서 자동 계산

방호벽, 중분대 및 갠트리 하중은 집중하중으로 재하

LC5. 활하중(수평하중 만재하시)

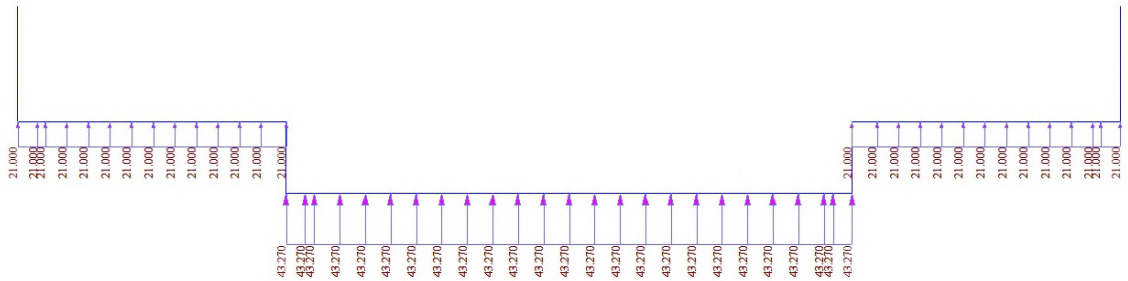
LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)

LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)

LC10. 토압(수평하중 지하수無)

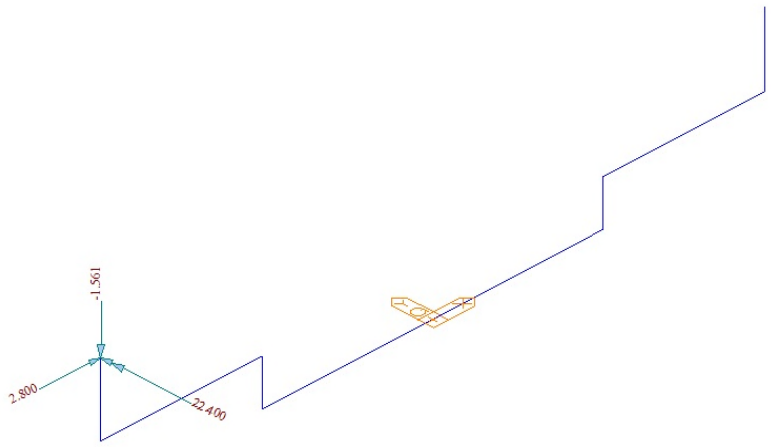
LC11. 토압(수평하중 지하수有)

LC12. 수압(연직하중)



LC13. 수압(수평하중)

LC22. 풍하중



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.05 − 0.025h ≥ 0.875

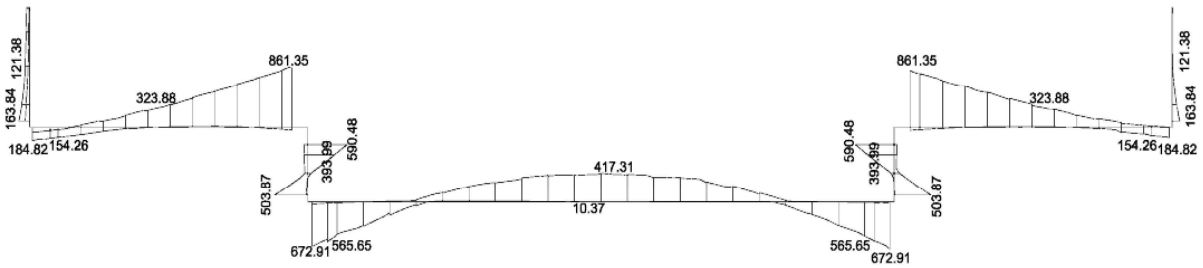
적용토피 = 0.000 m α_H = 1.05 − 0.025 × 0.00

= 1.05 ≥ 0.875 ∴ α_H = 1

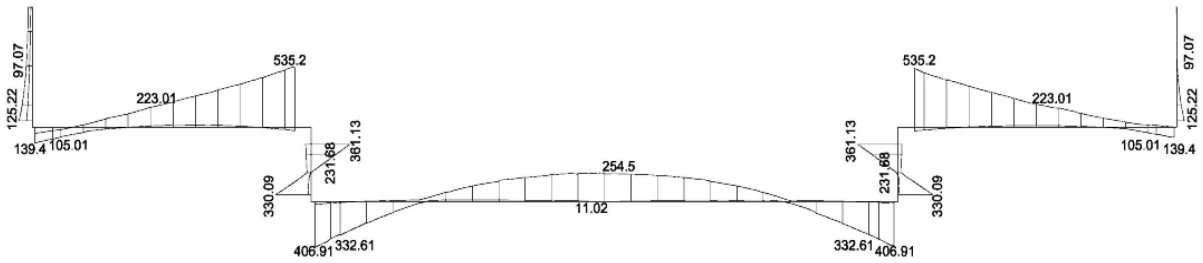
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축		풍하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압				
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有						
				좌측	우측		좌측	우측										
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14		LC22	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.60		1.60				1.20			
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.60		1.60				1.20			
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.60		1.60				1.20			
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.60		1.60	1.60	1.60	1.20			
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.60		1.60	1.60	1.60	1.20			
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.60		1.60	1.60	1.60	1.20			
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.60		0.80				1.20			
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.60		0.80				1.20			
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.60		0.80				1.20			
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.60		0.80	1.60	0.80	1.20			
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.60		0.80	1.60	0.80	1.20			
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.60		0.80	1.60	0.80	1.20			
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60							
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60				
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60							
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60				
	UCOMB17	1.20					1.00										1.30	
	UCOMB18	0.90							0.90		1.60						1.30	
	UCOMB19	0.90								0.90		1.60	0.90	1.60			1.30	
	UCOMB20	0.90							0.90		0.80						1.30	
	UCOMB21	0.90								0.90		0.80	0.90	0.80			1.30	
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00			
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00			
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00			
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00			
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00			
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00			
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00			
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00			
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00			
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00			
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00			
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00			
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00							
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00				
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00							
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00				
	WCOMB17	1.00					1.00										1.00	
	WCOMB18	1.00							1.00		1.00						1.00	
	WCOMB19	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			1.00	
	WCOMB20	1.00							1.00		1.00						1.00	
	WCOMB21	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			1.00	

9. 단면력도

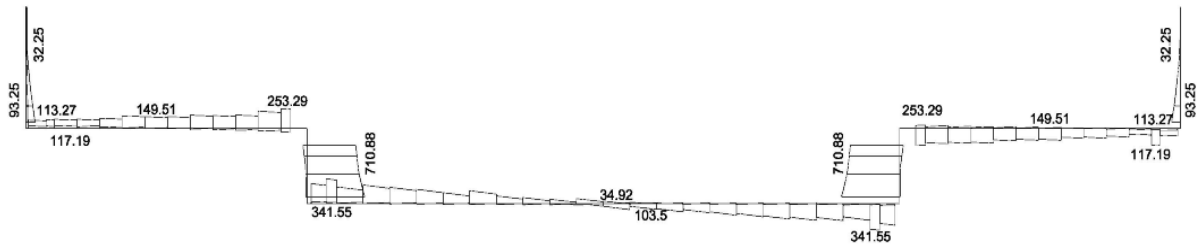
계수하중 - 모멘트도(B.M.D)



사용하중 - 모멘트도(B.M.D)



계수하중 - 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	184.820	-	117.190	139.400	162.190	-	96.630	184.820	-	117.190	139.400	상시	상시
	램프중앙부	323.880	-	149.510	223.010	284.360	-	105.360	323.880	-	149.510	223.010	상시	상시
	램프접합부	818.930	-	253.290	513.290	655.140	-	134.360	818.930	-	253.290	513.290	상시	상시
	본선접합부	672.910	-	341.550	406.910	496.110	-	222.940	672.910	-	341.550	406.910	상시	상시
	본선중앙부(+)	417.310	-	103.500	254.500	297.690	-	58.340	417.310	-	103.500	254.500	상시	상시
	본선중앙부(-)	10.370	-	34.920	11.020	9.300	-	21.190	10.370	-	34.920	11.020	상시	상시
	램프측구	154.260	-	113.270	105.010	118.380	-	115.210	154.260	-	115.210	105.010	상시	지진시
	본선측구	565.650	-	320.410	332.610	414.640	-	222.940	565.650	-	320.410	332.610	상시	상시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	중앙부(-)	Mmax	121.380	105.920	32.250	97.070	95.550	85.320	28.110	121.380	105.920	32.250	97.070	상시	상시
		Pmax	121.380	105.920	32.250	97.070	95.550	85.320	28.110	121.380	105.920	32.250	97.070	상시	상시
	하단부	Mmax	163.840	85.150	93.250	125.220	137.990	83.800	82.520	163.840	85.150	93.250	125.220	상시	상시
		Pmax	163.840	85.150	93.250	125.220	137.990	83.800	82.520	163.840	85.150	93.250	125.220	상시	상시

※ 벽체 : 연결부

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
연결부 벽체	상단부	Mmax	590.480	334.740	710.880	361.130	458.200	208.730	568.580	590.480	334.740	710.880	361.130	상시	상시
		Pmax	393.990	397.870	710.880	231.680	300.690	208.060	568.580	393.990	397.870	710.880	231.680	상시	상시
연결부 벽체	하단부	Mmax	503.870	267.770	710.880	330.090	395.610	214.090	568.580	503.870	267.770	710.880	330.090	상시	상시
		Pmax	503.870	267.770	71.088	330.090	395.610	214.090	568.580	503.870	267.770	568.580	330.090	상시	지진시

11. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
											d(m)		휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	184.82	139.40		162.19	184.82	117.19	374.08		1.00	0.600 0.500	0.100	H19@250 + H19@250		2.02	372.97	125.00
	램프 중앙부	323.88	223.01		284.36	323.88	149.51	389.66		1.00	0.600 0.520	0.080	H19@250 + H19@250		1.20	343.85	125.00
	램프 접합부	818.93	513.29	헌치미고려	655.14	818.93	253.29	830.36		1.00	0.600 0.520	0.080	H29@250 + H29@250		1.01	326.58	125.00
	본선 접합부	672.91	406.91		496.11	672.91	341.55	970.14		1.00	0.700 0.600	0.100	H29@250 + H29@250		1.44	325.03	125.00
	본선 중앙부 (+)	417.31	254.50		297.69	417.31	103.50	467.59		1.00	0.700 0.620	0.080	H19@250 + H19@250		1.12	370.34	125.00
	본선 중앙부 (-)	10.37	11.02		9.30	10.37	34.92	452.00		1.00	0.700 0.600	0.100	H19@250 + H19@250		43.59	7321.85	125.00
	램프 측구	154.26	105.01		118.38	154.26	115.21	194.84		1.00	0.370 0.270	0.100	H19@250 + H19@250		1.26	192.91	125.00
	본선 측구	565.65	332.61		414.64	565.65	320.41	673.10	662.28	1.00	0.530 0.430	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.19	251.24	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
외측 벽체	중앙부(-) Mmax	121.38	97.07	105.92	95.55	121.38	32.25	227.38		1.00	0.450 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		1.87	187.75	125.00
	중앙부(-) Pmax	121.38	97.07	105.92	95.55	121.38	32.25	227.38		1.00	0.450 0.350	0.100	H16@250 + H16@250		1.87	187.75	125.00
	하단부 Mmax	163.84	125.22	85.15	137.99	163.84	93.25	289.42		1.00	0.450 0.350	0.100	H19@250 + H19@250		1.77	234.52	125.00
	하단부 Pmax	163.84	125.22	85.15	137.99	163.84	93.25	289.42		1.00	0.450 0.350	0.100	H19@250 + H19@250		1.77	234.52	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
연결부 벽체	상단부 Mmax	590.48	361.13	334.74	458.20	590.48	710.88	735.42	734.90	1.00	0.600 0.500	0.100	H25@250 + H25@250	H16@150 - 2EA	1.25	181.24	125.00
	상단부 Pmax	393.99	231.68	397.87	300.69	393.99	710.88	827.53	737.34	1.00	0.600 0.500	0.100	H25@250 + H25@250	H16@150 - 2EA	2.10	404.73	125.00
연결부 벽체	하단부 Mmax	503.87	330.09	267.77	395.61	503.87	710.88	905.16	732.31	1.00	0.600 0.500	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.80	335.12	125.00
	하단부 Pmax	503.87	330.09	267.77	395.61	503.87	568.58	905.16	732.31	1.00	0.600 0.500	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.80	335.12	125.00

12. 단면설계

12.1 하부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	600.000	500.000	500.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
184.820	117.190	139.400	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 19.322 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 170000.000 As - 184820000 = 0

∴ Required As = 1108.597 ㎟ [p = 0.00222]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 10987.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1750.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1623.798 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1750.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 1478.129 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	2292.000	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 22.732 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 22.732) / 22.732

= 0.0630

· ε_t = 0.0630 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 374.075 kN.m > Mu = 184.820 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 324.760 kN > Vu = 117.190 kN

· 1/2·Øv·Vc = 162.380 kN > Vu = 117.190 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00458

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.223

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 111.633 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.397 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 131.421 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 131.421 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 372.969 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 479.375 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 372.969 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	600.000	520.000	520.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
323.880	149.510	223.010	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 32.974 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 176800.000 As - 323880000 = 0

∴ Required As = 1891.884 ㎟ [p = 0.00364]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 11427.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1820.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1688.750 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1820.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2522.512 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 38.793 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (520.000 - 38.793) / 38.793

= 0.0372

· ε_t = 0.0372 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 389.66 kN.m > Mu = 323.880 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 337.750 kN > Vu = 149.510 kN

· 1/2·Øv·Vc = 168.875 kN > Vu = 149.510 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00441

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.219

· j = 1 - k / 3 = 0.927

· x = k·d = 114.122 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.109 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 201.883 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 201.883 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 343.854 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 416.083 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 343.854 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	600.000	520.000	520.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
818.930	253.290	513.290	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 88.214 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 176800.000 As - 818930000 = 0

∴ Required As = 5061.257 ㎟ [p = 0.00973]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 11427.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1820.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1688.750 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1820.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6748.342 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 103.781 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (520.000 - 103.781) / 103.781

= 0.0120

· ε_t = 0.0120 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 830.355 kN.m > Mu = 818.930 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 337.750 kN > Vu = 253.290 kN

· 1/2·Øv·Vc = 168.875 kN < Vu = 253.290 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00988

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.309

· j = 1 - k / 3 = 0.897

· x = k·d = 160.768 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 13.691 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 214.140 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 214.140 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 326.582 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 392.266 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 326.582 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	700.000	600.000	600.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
672.910	341.550	406.910	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 60.546 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 204000.000 As - 672910000 = 0

∴ Required As = 3473.853 ㎟ [p = 0.00579]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 13185.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2100.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1948.557 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2100.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4631.804 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 71.231 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (600.000 - 71.231) / 71.231

= 0.0223

· ε_t = 0.0223 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 970.141 kN.m > Mu = 672.910 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 389.711 kN > Vu = 341.550 kN

· 1/2·Øv·Vc = 194.856 kN < Vu = 341.550 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00857

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.291

· j = 1 - k / 3 = 0.903

· x = k·d = 174.889 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.590 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 146.164 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 146.164 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 325.028 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 431.022 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 325.028 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부(+)

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	700.000	620.000	620.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
417.310	103.500	254.500	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 35.521 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 210800.000 As - 417310000 = 0

∴ Required As = 2038.031 ㎟ [p = 0.00329]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 13624.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2170.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2013.509 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2170.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2717.374 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 41.790 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (620.000 - 41.790) / 41.790

= 0.0415

· ε_t = 0.0415 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 467.588 kN.m > Mu = 417.310 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 402.702 kN > Vu = 103.500 kN

· 1/2·Øv·Vc = 201.351 kN > Vu = 103.500 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00370

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.203

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 125.914 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.994 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 192.098 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 192.098 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 370.345 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 437.276 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 370.345 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 본선중앙부(-)

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	700.000	600.000	600.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
10.370	34.920	11.020	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 0.887 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 204000.000 As - 10370000 = 0

∴ Required As = 50.871 ㎟ [p = 0.00008]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 13185.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2100.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1948.557 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2100.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 67.828 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As =			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 1.043 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (600.000 - 1.043) / 1.043

= 1.7226

· ε_t = 1.7226 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 452.003 kN.m > Mu = 10.370 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 389.711 kN > Vu = 34.920 kN

· 1/2·Øv·Vc = 194.856 kN > Vu = 34.920 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00382

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.206

· j = 1 - k / 3 = 0.931

· x = k·d = 123.635 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.319 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 8.604 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 8.604 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 8926.064 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 7321.851 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 7321.851 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	370.000	270.000	270.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
154.260	115.210	105.010	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 31.076 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 91800.000 As - 154260000 = 0

∴ Required As = 1783.002 ㎟ [p = 0.0066]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 5933.250 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 945.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 876.851 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 945.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2377.335 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 36.560 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (270.000 - 36.560) / 36.560

= 0.0192

· ε_t = 0.0192 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 194.84 kN.m > Mu = 154.260 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 175.370 kN > Vu = 115.210 kN

· 1/2·Øv·Vc = 87.685 kN < Vu = 115.210 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00849

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.290

· j = 1 - k / 3 = 0.903

· x = k·d = 78.408 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 10.984 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 187.875 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 187.875 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 192.912 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 335.330 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 192.912 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	530.000	430.000	430.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
565.650	320.410	332.610	100.000	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 73.760 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 146200.000 As - 565650000 = 0

∴ Required As = 4231.981 ㎟ [p = 0.00984]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 9449.250 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1505.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1396.466 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1505.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5642.642 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 86.776 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (430.000 - 86.776) / 86.776

= 0.0119

· ε_t = 0.0119 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 673.095 kN.m > Mu = 565.650 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 297.913 kN < Vu = 320.410 kN

· 1/2·Øv·Vc = 148.957 kN < Vu = 320.410 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 215 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 24.524 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 24.524 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 297.913 kN + 364.365 kN

= 662.278 kN > Vu = 320.410 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01195

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.334

· j = 1 - k / 3 = 0.889

· x = k·d = 143.559 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 12.126 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 169.359 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 169.359 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 251.238 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 371.990 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 251.238 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 램프-벽체 단면검토

12.2.1 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	121.380	32.250	105.920	97.070
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	350.000	100.000	80.000	350.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1145.959	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0053] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 210.000 mm

· a = β1·c = 178.500 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 222.042 mm

· d" = X - H + d = 122.042 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4096.575 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3760.584 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 690.106 kN.m

· eb = Mb / Pb = 183.510 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 47.574 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 55.970 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -257.608 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 233.431 kN

$\therefore \quad a \quad = \quad 47.574 \quad mn \Rightarrow$ **가정한 a와 일치** $\therefore$ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1091.823 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -222.875 kN

· Ts = fs·As = 635.520 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 295.991 kN.m

· e' = e + X - dc = 1268.001 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000001 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (350.000 - 55.970) / 55.970

= 0.01576

· ε_t = 0.0158 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 198.416 kN > Pu = 105.920 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 227.377 kN.m > Mu = 121.380 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 231.154 kN > Vu = 32.250 kN

· 1/2·Øv·Vc = 115.577 kN > Vu = 32.250 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00454

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.222

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 77.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.709 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 188.511 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 188.511 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 16 / 2 = 92.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 187.748 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 334.198 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 187.748 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	121.380	32.250	105.920	97.070
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	350.000	100.000	80.000	350.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1145.959	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0053] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 210.000 mm

· a = β1·c = 178.500 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 222.042 mm

· d" = X - H + d = 122.042 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4096.575 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3760.584 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 690.106 kN.m

· eb = Mb / Pb = 183.510 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 47.574 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 55.970 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -257.608 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 233.431 kN

∴ a = 47.574 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1091.823 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -222.875 kN

· Ts = fs·As = 635.520 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 295.991 kN.m

· e' = e + X - dc = 1268.001 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000001 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (350.000 - 55.970) / 55.970

= 0.01576

· ε_t = 0.0158 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 198.416 kN > Pu = 105.920 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 227.377 kN.m > Mu = 121.380 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 231.154 kN > Vu = 32.250 kN

· 1/2·Øv·Vc = 115.577 kN > Vu = 32.250 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00454

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.222

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 77.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.709 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 188.511 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 188.511 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 16 / 2 = 92.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 187.748 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 334.198 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 187.748 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	163.840	93.250	85.150	125.220
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	350.000	100.000	80.000	350.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1924.134	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0076] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 210.000 mm

· a = β1·c = 178.500 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 220.887 mm

· d" = X - H + d = 120.887 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4096.575 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3611.874 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 748.220 kN.m

· eb = Mb / Pb = 207.156 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 55.531 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 65.331 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -134.719 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 176.957 kN

∴ a = 55.531 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1274.436 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -180.689 kN

· Ts = fs·As = 916.800 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 361.881 kN.m

· e' = e + X - dc = 2045.021 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000001 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (350.000 - 65.331) / 65.331

= 0.01307

· ε_t = 0.0131 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 150.413 kN > Pu = 85.150 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 289.415 kN.m > Mu = 163.840 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 230.404 kN > Vu = 93.250 kN

· 1/2·Øv·Vc = 115.202 kN > Vu = 93.250 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00655

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.260

· j = 1 - k / 3 = 0.913

· x = k·d = 91.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.609 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 170.908 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 170.908 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 234.524 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 368.619 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 234.524 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	163.840	93.250	85.150	125.220
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	350.000	100.000	80.000	350.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1924.134	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0076] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 210.000 mm

· a = β1·c = 178.500 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 220.887 mm

· d" = X - H + d = 120.887 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4096.575 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3611.874 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 748.220 kN.m

· eb = Mb / Pb = 207.156 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 55.531 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 65.331 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -134.719 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 176.957 kN

∴ a = 55.531 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1274.436 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -180.689 kN

· Ts = fs·As = 916.800 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 361.881 kN.m

· e' = e + X - dc = 2045.021 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000001 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (350.000 - 65.331) / 65.331

= 0.01307

· ε_t = 0.0131 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 150.413 kN > Pu = 85.150 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 289.415 kN.m > Mu = 163.840 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 230.404 kN > Vu = 93.250 kN

· 1/2·Øv·Vc = 115.202 kN > Vu = 93.250 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00655

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.260

· j = 1 - k / 3 = 0.913

· x = k·d = 91.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.609 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 170.908 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 170.908 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 234.524 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 368.619 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 234.524 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 연결부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	590.480	710.880	334.740	361.130
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	600.000	500.000	100.000	80.000	500.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1763.996	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0110] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 300.000 mm

· a = β1·c = 255.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13770000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 294.021 mm

· d" = X - H + d = 194.021 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5852.250 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 5199.678 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1578.041 kN.m

· eb = Mb / Pb = 303.488 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 82.671 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 97.260 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 106.475 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 490.479 kN

∴ a = 82.671 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1897.299 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 214.626 kN

· Ts = fs·As = 1621.440 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 960.367 kN.m

· e' = e + X - dc = 1958.017 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000002 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 97.260) / 97.260

= 0.01242

· ε_t = 0.0124 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 416.907 kN > Pu = 334.740 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 735.422 kN.m > Mu = 590.480 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 337.701 kN < Vu = 710.880 kN

· 1/2·Øv·Vc = 168.851 kN < Vu = 710.880 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 250 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 373.179 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 373.179 ㎟

· USE Av = H 16 × 2 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 337.701 kN + 397.200 kN

= 734.901 kN > Vu = 710.880 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00811

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.285

· j = 1 - k / 3 = 0.905

· x = k·d = 142.500 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.201 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 196.881 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 196.881 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 181.238 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 319.990 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 181.238 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 연결부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	393.990	710.880	397.870	231.680
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	600.000	500.000	100.000	80.000	500.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
990.248	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0110] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 300.000 mm

· a = β1·c = 255.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13770000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 294.021 mm

· d" = X - H + d = 194.021 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5852.250 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 5199.678 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1578.041 kN.m

· eb = Mb / Pb = 303.488 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 96.312 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 113.308 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 176.375 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 983.154 kN

∴ a = 96.312 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2210.360 kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 394.241 kN
· Ts = fs·As = 1621.440 kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1164.319 kN.m
· e' = e + X - dc = 1184.269 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 113.308) / 113.308
= 0.01024
· ε_t = 0.0102 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용
∴ Ø Pn = 835.681 kN > Pu = 397.870 kN ∴ **O.K**
∴ Ø Mn = 827.531 kN.m > Mu = 393.990 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 340.142 kN < Vu = 710.880 kN
· 1/2·Øv·Vc = 170.071 kN < Vu = 710.880 kN
∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**
· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 250 mm ∴ **O.K**
· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]
· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 370.738 ㎟ [소요 전단철근]
· Required Av = 370.738 ㎟
· USE Av = H 16 × 2 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**
∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 340.142 kN + 397.200 kN
= 737.342 kN > Vu = 710.880 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00811
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.285
· j = 1 - k / 3 = 0.905
· x = k·d = 142.500 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.186 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 126.307 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 126.307 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 404.731 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 498.785 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 404.731 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 연결부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	503.870	710.880	267.770	330.090
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	600.000	500.000	100.000	80.000	500.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1881.727	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0119] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 300.000 mm

· a = β1·c = 255.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13770000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 286.008 mm

· d" = X - H + d = 186.008 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5852.250 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4560.775 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1652.589 kN.m

· eb = Mb / Pb = 362.348 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 99.487 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 117.043 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 189.896 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 565.910 kN

∴ a = 99.487 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2283.227 kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 338.366 kN
· Ts = fs·As = 2055.680 kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1170.152 kN.m
· e' = e + X - dc = 2067.735 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 117.043) / 117.043
= 0.00982
· ε_t = 0.0098 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용
∴ Ø Pn = 481.024 kN > Pu = 267.770 kN ∴ **O.K**
∴ Ø Mn = 905.156 kN.m > Mu = 503.870 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 335.112 kN < Vu = 710.880 kN
· 1/2·Øv·Vc = 167.556 kN < Vu = 710.880 kN
∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**
· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 250 mm ∴ **O.K**
· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]
· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 375.768 ㎟ [소요 전단철근]
· Required Av = 375.768 ㎟
· USE Av = H 16 × 2 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**
∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 335.112 kN + 397.200 kN
= 732.312 kN > Vu = 710.880 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.01028
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.314
· j = 1 - k / 3 = 0.895
· x = k·d = 157.000 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.393 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 143.477 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 143.477 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 335.118 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 439.095 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 335.118 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.18 연결부 벽체 하단부 Pmax

3 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	503.870	568.580	267.770	330.090
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	600.000	500.000	100.000	80.000	500.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1881.727	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0119] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 300.000 mm

· a = β1·c = 255.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13770000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 286.008 mm

· d" = X - H + d = 186.008 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5852.250 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4560.775 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1652.589 kN.m

· eb = Mb / Pb = 362.348 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 99.487 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 117.043 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 189.896 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 565.910 kN

∴ a = 99.487 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2283.227 kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 338.366 kN
· Ts = fs·As = 2055.680 kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1170.152 kN.m
· e' = e + X - dc = 2067.735 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (500.000 - 117.043) / 117.043
= 0.00982
· ε_t = 0.0098 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용
∴ Ø Pn = 481.024 kN > Pu = 267.770 kN ∴ **O.K**
∴ Ø Mn = 905.156 kN.m > Mu = 503.870 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 335.112 kN < Vu = 568.580 kN
· 1/2·Øv·Vc = 167.556 kN < Vu = 568.580 kN
∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**
· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 250 mm ∴ **O.K**
· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]
· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 233.468 ㎟ [소요 전단철근]
· Required Av = 233.468 ㎟
· USE Av = H 16 × 2 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**
∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 335.112 kN + 397.200 kN
= 732.312 kN > Vu = 568.580 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.01028
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.314
· j = 1 - k / 3 = 0.895
· x = k·d = 157.000 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.393 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 143.477 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 143.477 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 335.118 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 439.095 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 335.118 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

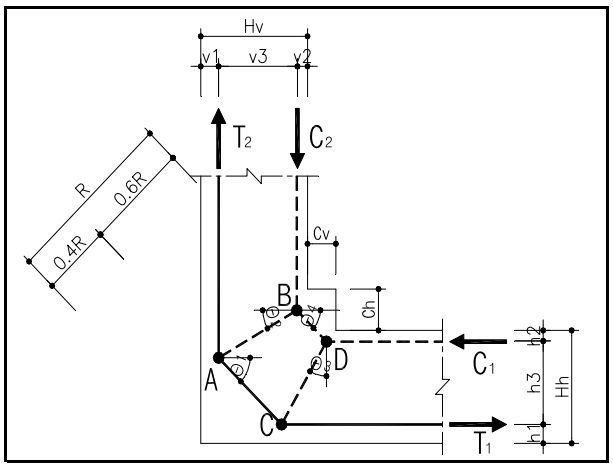
13. 우각부 보강검토

13.1 하부슬래브(램프-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	600.00 mm	벽체 높이	H_v	=	450.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	420.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	270.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	184.820 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 750.00 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

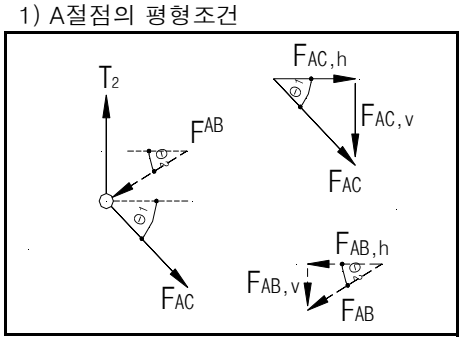
Θ_2 = 45.10°

Θ_3 = 16.06°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

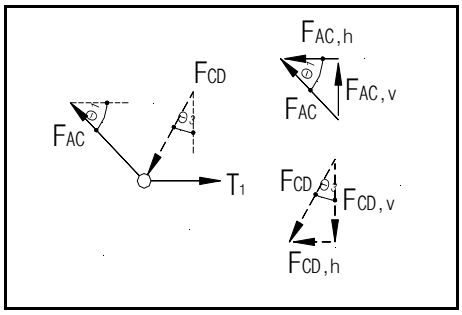
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{184.820}{0.420} =$ 440.048 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{184.820}{0.270} =$ 684.519 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 483.190 kN

식 ⑥ 으로부터

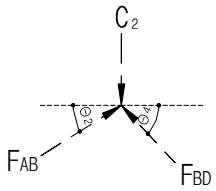
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 483.190 kN

따라서 F_{AC} = **483.190** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 484.028 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 483.190 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 355.549 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**483.190**	타이
AB	**-484.028**	스트럿
BD	**-483.190**	스트럿
CD	**-355.549**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 483.190 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{483,189.542}{0.85 \times 400} = 1,421.15 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(2 cycle)
	= H	19	@	250	=	1,146.00	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	19	@	250	=	1,146.00	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**2,292.00**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 2,292.00 mm^2 > 1,421.15 mm^2 ……O.K

5) 스트럿과 절점영역의 강도검토

- 스트럿의 유효강도와 절점의 유효강도 중 작은 값을 스트럿의 유효강도로 설정함.
  스트럿의 유효강도를 이용해 필요 유효폭을 계산하고 구조물의 기하학적 형상을 벗어나는지 검토함.
  이 때 추가적인 절점영역의 강도 검토과정은 수행할 필요가 없음.

- 스트럿의 필요 유효폭

$$w_{req} = \frac{Fu}{\Phi_c f_{max}\, b}$$

여기서, Fu = 스트럿의 단면력 (N)

f_{max} = 0.85 β_s f_{ck} ; 계산된 스트럿의 유효강도값(MPa)

b = 부재 폭(1000mm)

Φ_c = 0.75

- 스트럿과 절점영역 강도검토 결과

스트럿 요소	요소종류	β_s	$\Phi_c f_{max}$		Fu (kN)	w_{req}(mm)	안전여부
AB	스트럿 AB	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	484.028	46.868	O.K
	절점A- CTT	0.60		10.328			
	절점B- CCC	1.00		17.213			
BD	스트럿 BD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	483.190	46.787	O.K
	절점B- CCC	1.00		17.213			
	절점D- CCC	1.00		17.213			
CD	스트럿 CD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	355.549	34.427	O.K
	절점C- CTT	0.60		10.328			
	절점D- CCC	1.00		17.213			

▶ 필요유효폭 안전여부

$$\frac{w_{req_BD}}{2} = 23.393 \text{ mm} < 0.09R = 67.500 \text{ mm} \quad \cdots\cdots \text{ O.K}$$

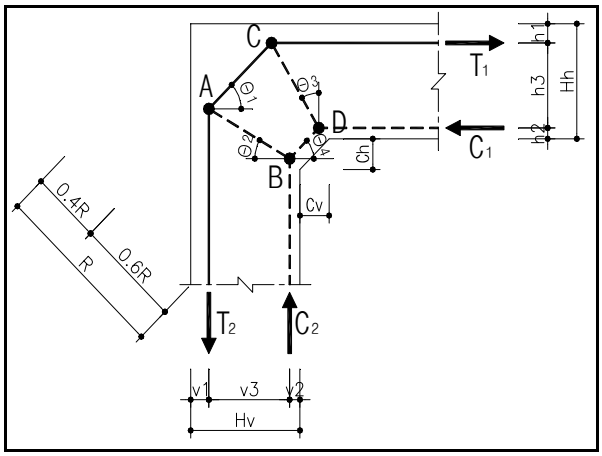
13. 우각부 보강검토

13.2 하부슬래브 (램프 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	600.00 mm	벽체 높이	H_v	=	600.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	420.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	420.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	818.930 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1202.08 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

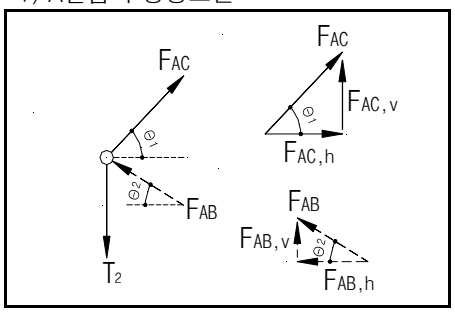
Θ_2 = 44.52°

Θ_3 = 44.52°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

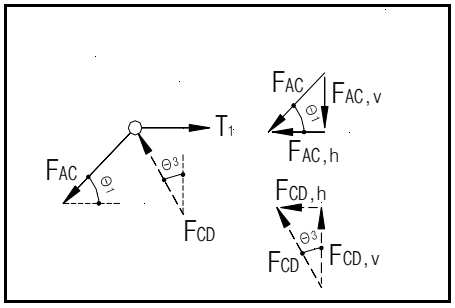
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin \Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos \Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin \Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin \Theta = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3 \Rightarrow F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{818.930}{0.420} =$ 1,949.833 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{818.930}{0.420} =$ 1,949.833 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,390.326 kN

식 ⑥ 으로부터

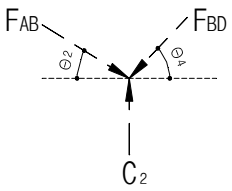
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,390.326 kN

따라서 F_{AC} = **1,390.326** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}378.789 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}390.326 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}378.789 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,390.326	타이
AB	-1,378.789	스트럿
BD	-1,390.326	스트럿
CD	-1,378.789	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,390.326 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}390{,}326.426}{0.85 \times 400} = 4{,}089.20 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**5,139.20**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 5,139.20 mm^2 > 4,089.20 mm^2 ……O.K

5) 스트럿과 절점영역의 강도검토

- 스트럿의 유효강도와 절점의 유효강도 중 작은 값을 스트럿의 유효강도로 설정함.
  스트럿의 유효강도를 이용해 필요 유효폭을 계산하고 구조물의 기하학적 형상을 벗어나는지 검토함.
  이 때 추가적인 절점영역의 강도 검토과정은 수행할 필요가 없음.

- 스트럿의 필요 유효폭

$$w_{req} = \frac{Fu}{\Phi_c f_{max}\, b}$$

여기서, Fu = 스트럿의 단면력 (N)

f_{max} = 0.85 β_s f_{ck} ; 계산된 스트럿의 유효강도값(MPa)

b = 부재 폭(1000mm)

Φ_c = 0.75

- 스트럿과 절점영역 강도검토 결과

스트럿 요소	요소종류	β_s	$\Phi_c f_{max}$		Fu (kN)	w_{req}(mm)	안전여부
AB	스트럿 AB	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	1,378.789	133.507	O.K
	절점A- CTT	0.60		10.328			
	절점B- CCC	1.00		17.213			
BD	스트럿 BD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	1,390.326	134.624	O.K
	절점B- CCC	1.00		17.213			
	절점D- CCC	1.00		17.213			
CD	스트럿 CD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	1,378.789	133.507	O.K
	절점C- CTT	0.60		10.328			
	절점D- CCC	1.00		17.213			

▶ 필요유효폭 안전여부

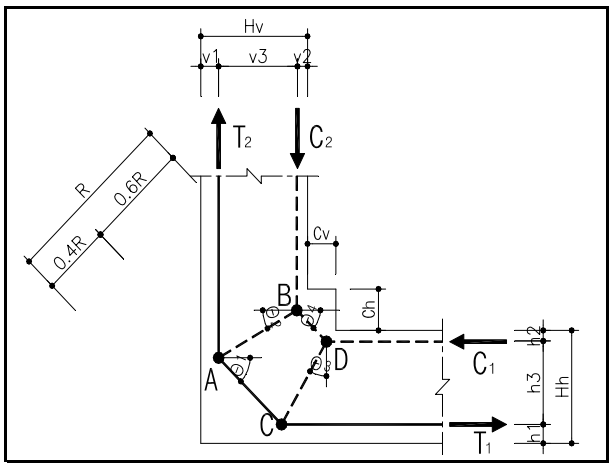
$$\frac{w_{req_BD}}{2} = 67.312 \text{ mm} < 0.11R = 132.229 \text{ mm} \quad \cdots\cdots \text{ O.K}$$

13.3 하부슬래브(본선 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	700.00 mm	벽체 높이	H_v	=	600.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	520.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	420.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	672.910 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 921.95 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

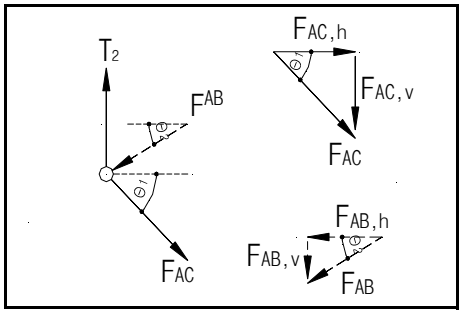
θ_2 = 30.25°

θ_3 = 15.58°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

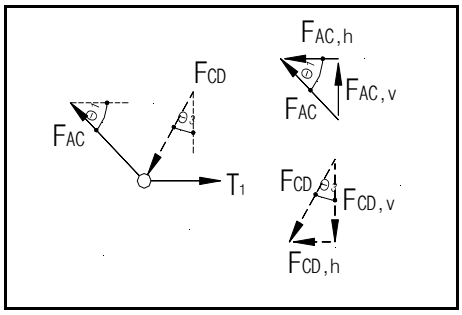
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{672.910}{0.520} =$ 1,294.058 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{672.910}{0.420} =$ 1,602.167 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,431.124 kN

식 ⑥ 으로부터

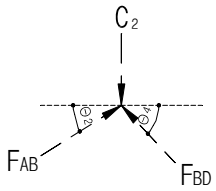
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,431.124 kN

따라서 F_{AC} = **1,431.124** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}171.497 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}431.124 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}050.542 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,431.124**	타이
AB	**-1,171.497**	스트럿
BD	**-1,431.124**	스트럿
CD	**-1,050.542**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,431.124 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}431{,}124.259}{0.85 \times 400} = 4{,}209.19 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**5,139.20**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 5,139.20 mm^2 > 4,209.19 mm^2 ……O.K

5) 스트럿과 절점영역의 강도검토

- 스트럿의 유효강도와 절점의 유효강도 중 작은 값을 스트럿의 유효강도로 설정함.
  스트럿의 유효강도를 이용해 필요 유효폭을 계산하고 구조물의 기하학적 형상을 벗어나는지 검토함.
  이 때 추가적인 절점영역의 강도 검토과정은 수행할 필요가 없음.

- 스트럿의 필요 유효폭

$$w_{req} = \frac{Fu}{\Phi_c f_{max}\, b}$$

여기서, Fu = 스트럿의 단면력 (N)

f_{max} = 0.85 β_s f_{ck} ; 계산된 스트럿의 유효강도값(MPa)

b = 부재 폭(1000mm)

Φ_c = 0.75

- 스트럿과 절점영역 강도검토 결과

스트럿 요소	요소종류	β_s	$\Phi_c f_{max}$		Fu (kN)	w_{req}(mm)	안전여부
AB	스트럿 AB	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	1,171.497	113.435	O.K
	절점A- CTT	0.60		10.328			
	절점B- CCC	1.00		17.213			
BD	스트럿 BD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	1,431.124	138.574	O.K
	절점B- CCC	1.00		17.213			
	절점D- CCC	1.00		17.213			
CD	스트럿 CD	0.60	0.75 x 0.85 β_s f_{ck}	10.328	1,050.542	101.723	O.K
	절점C- CTT	0.60		10.328			
	절점D- CCC	1.00		17.213			

▶ 필요유효폭 안전여부

$$\frac{w_{req_BD}}{2} = 69.287 \text{ mm} < 0.09R = 82.976 \text{ mm} \quad \cdots\cdots \text{ O.K}$$

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
램프 벽체부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 접합부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H		300			
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
본선 접합부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
본선 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	16@	125	=	1588.800	317.760	900.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	19@	125	=	2292.000	458.400	900.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1200.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

15. 지지력 검토

15.1 하중 산정 : 램프

15.1.1 고정하중

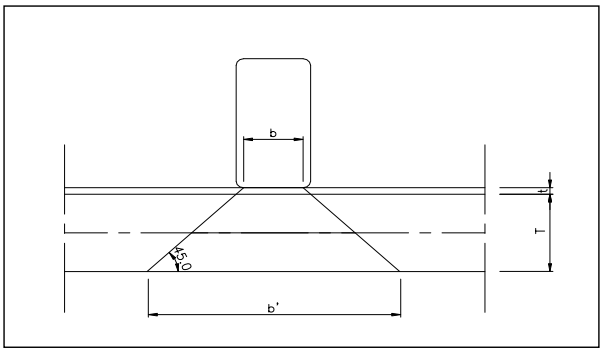
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 387.16 / 18.224 = 21.245 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

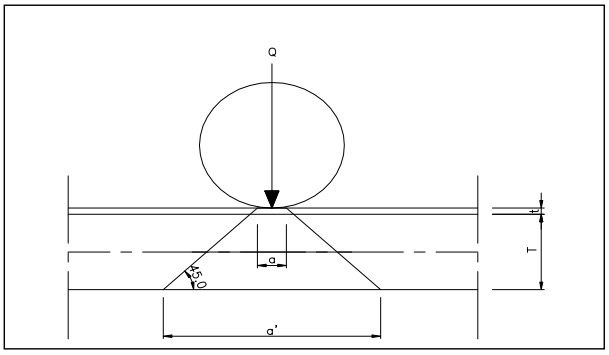


t = 80.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 600.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.600 + 0.080) x cot 45°

= 1.86 m



a' = 0.200 + 2 x (0.600 + 0.080) x cot 45°

= 1.56 m

Qz' = 96.000 / (1.860 x 1.560) = 33.085 kN/m^2

15.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 21.245 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 33.085

= 54.330 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 54.330 kN/m^2 < Qa = 382.490 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

15.3 하중 산정 : 본선

15.3.1 고정하중

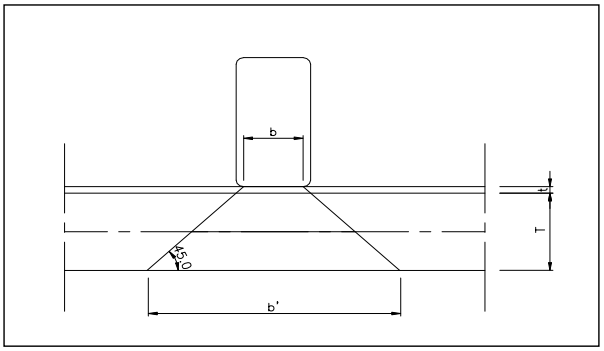
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 389.71 / 18.700 = 20.840 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

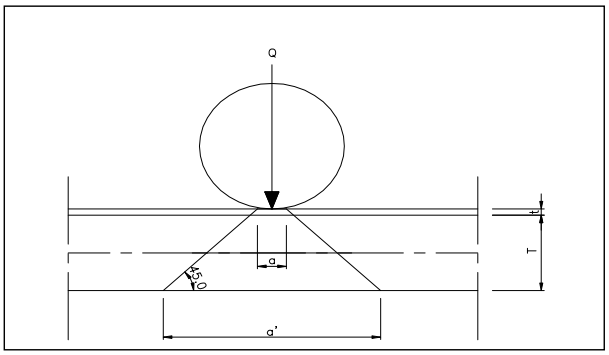


t = 80.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 700.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.700 + 0.080) x cot 45°

= 2.06 m



a' = 0.200 + 2 x (0.700 + 0.080) x cot 45°

= 1.76 m

Qz' = 96.000 / (2.060 x 1.760) = 26.478 kN/m^2

15.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 20.840 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 26.478

= 47.318 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

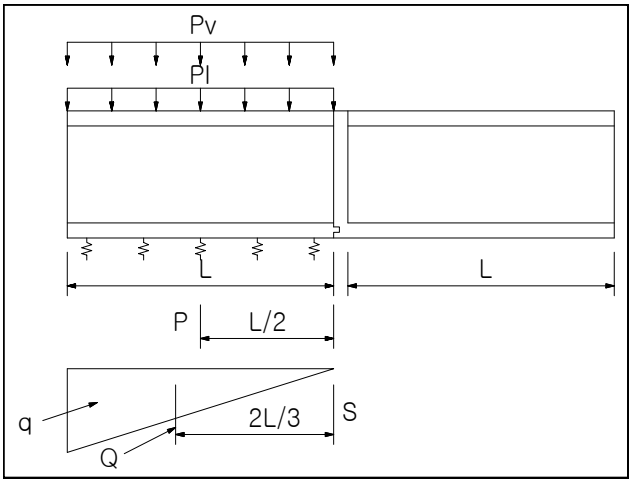
Qmax = 47.318 kN/m^2 < Qa = 433.330 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16. 신축이음부 검토

16-1. 램프

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

Pv = B × H × γt
= 9.112 x 0 x 19.0
= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 : 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

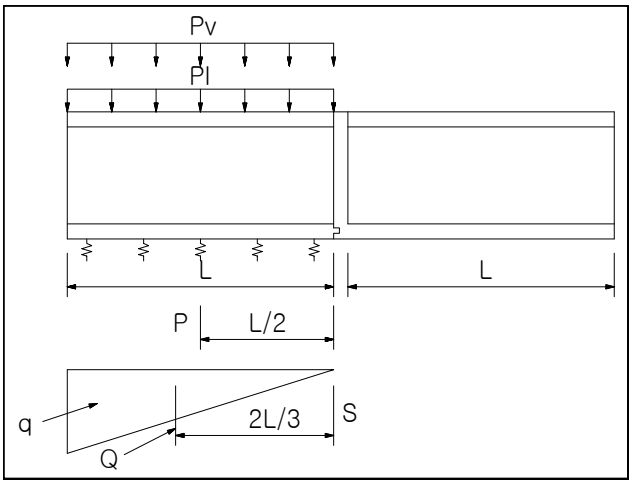
Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN
(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²
☞ 사용철근량 As = D32- 74 EA = 794.2 x 74 = 58,771 mm²

16-2. 본선

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



P = ∑Pl + ∑Pv Q = ∑q

P - S - Q = 0

P × L/2 - Q × 2/3 × L = 0

윗식에서

S = -1/4 × P

Pv = B × H × γt

= 18.7 x 0 x 19.0

= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 ÷ 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN

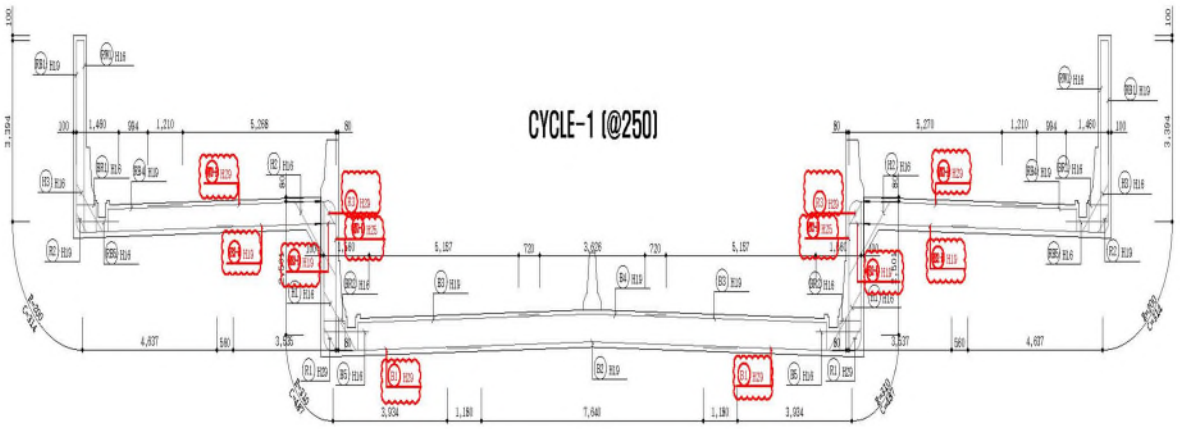
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN

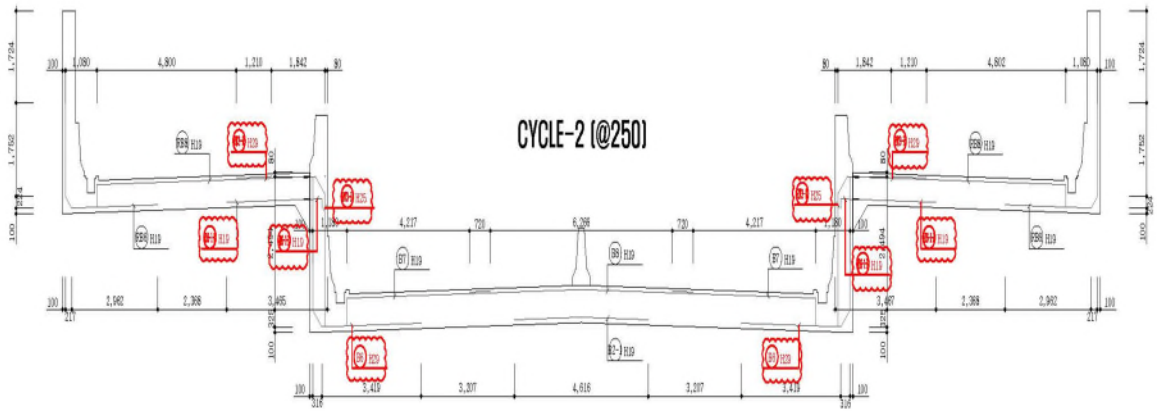
(∴ τa = 80 MPa)

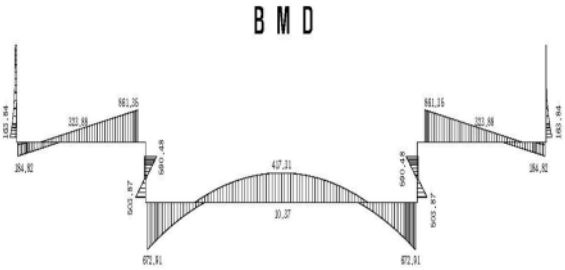
☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²

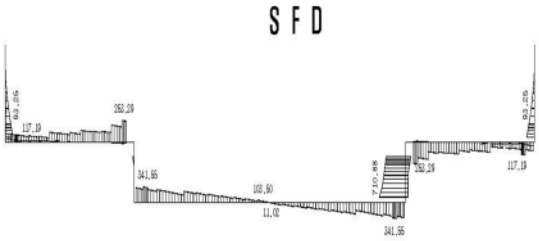
☞ 사용철근량 As = D32- 159 EA = 794.2 x 159 = 126,278 mm²

17. 주철근조립도









1.8 U11(STA.0+445.0)

국회대로 지하차도

STA.0+445.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

$D / B_o \geq 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
$D / B_o < 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 5.3 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8,500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간벽체	외측벽체
상면(벽체외측)	100	80	80	100
하면(벽체내측)	80	100	80	80

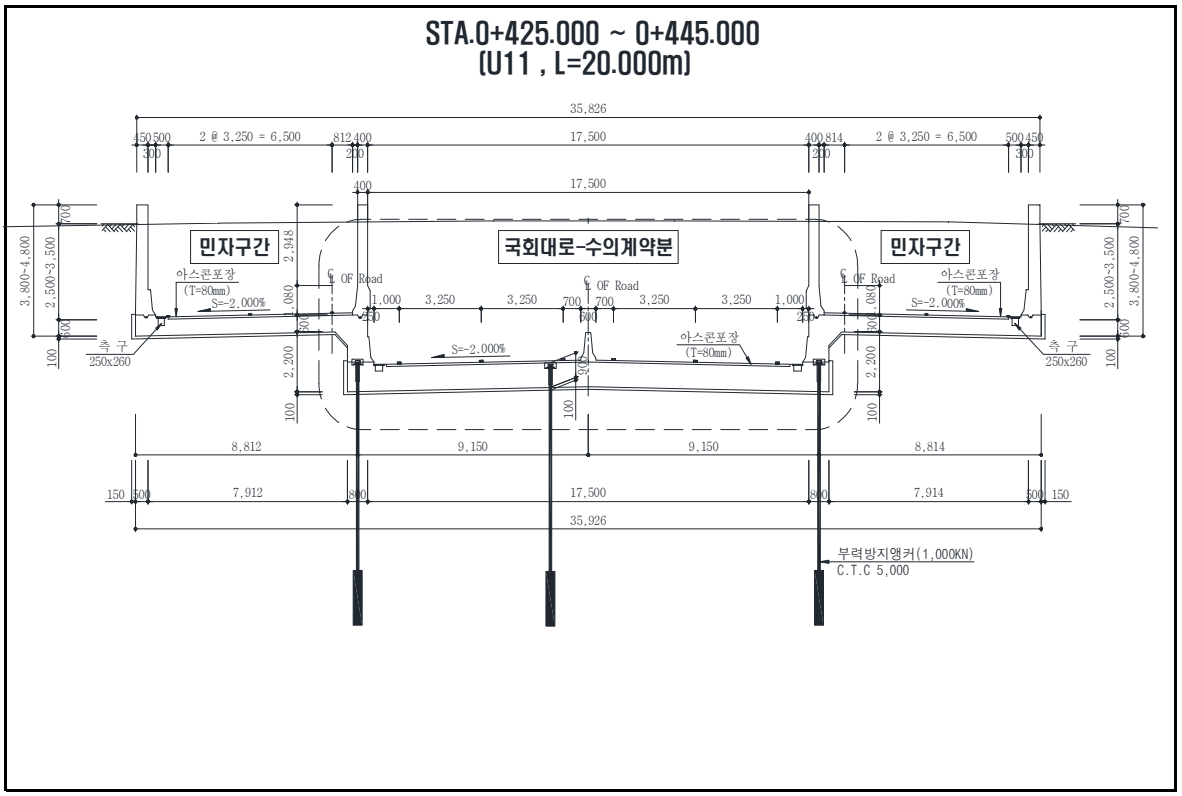
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

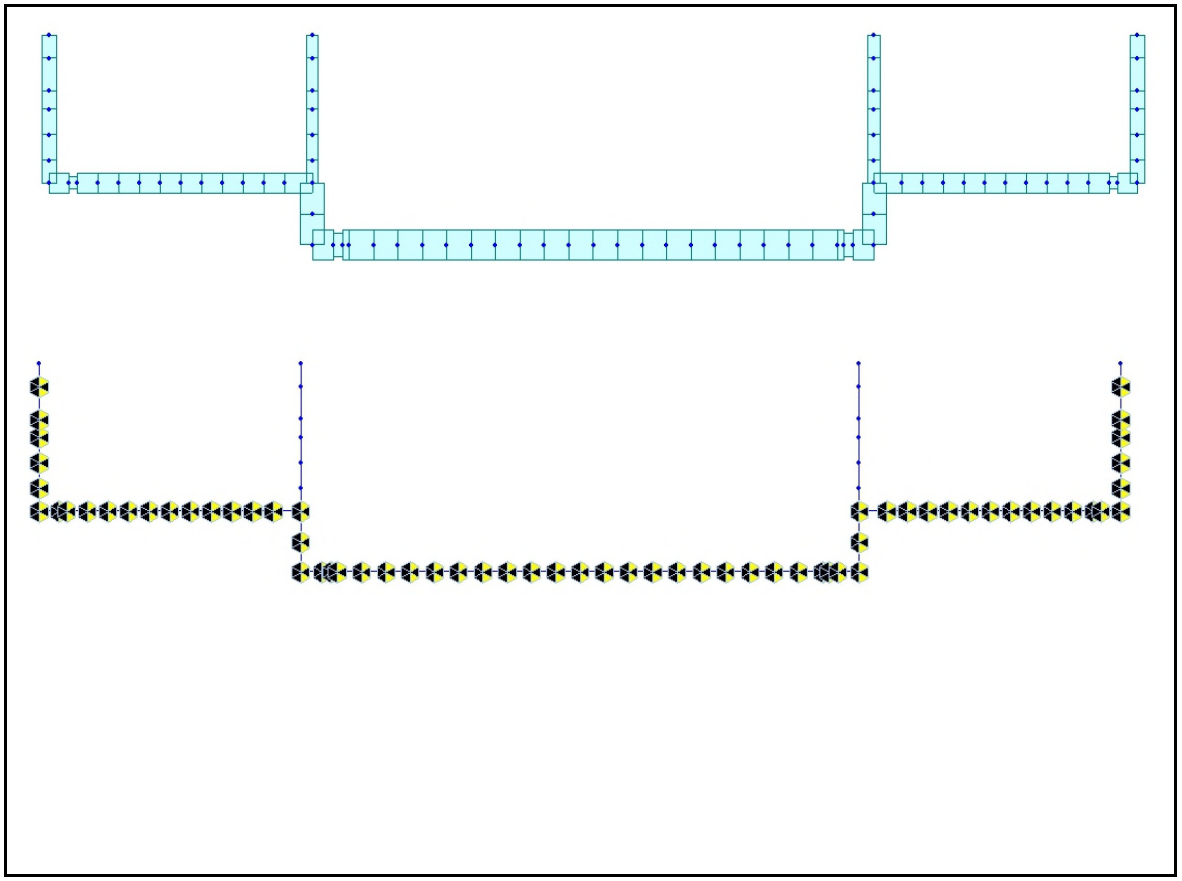
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	2.000	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	7.000	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	18.000	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	3.000	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	0.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 16.826 m = 16.826 m = 6.246 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo}\,(B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho}\,(B_H/0.3)^{-3/4}$

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,386	28,148	4,462	9,383	107,168	5,229	10,995	1,743	3,665
퇴적층(자갈층)	987,663	48,191	101,332	16,064	33,777	385,806	18,825	39,583	6,275	13,194
풍화토	2,201,831	107,433	225,904	35,811	75,301	860,090	41,966	88,244	13,989	29,415
풍화암	5,043,990	246,110	517,504	82,037	172,501	1,970,308	96,137	202,150	32,046	67,383
연 암	18,933,228	923,804	1,942,514	307,935	647,505	7,395,792	360,861	758,794	120,287	252,931
보통암	15,536,147	758,051	1,593,980	252,684	531,327	6,068,807	296,114	622,648	98,705	207,549
경 암	59,590,479	2,907,583	6,113,872	969,194	2,037,957	23,277,531	1,135,775	2,388,231	378,592	796,077

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	12,172	23,102	4,057	7,701	107,168	4,755	9,024	1,585	3,008
퇴적층(자갈층)	987,663	43,820	83,169	14,607	27,723	385,806	17,117	32,488	5,706	10,829
풍화토	2,201,831	97,690	185,412	32,563	61,804	860,090	38,160	72,426	12,720	24,142
풍화암	5,043,990	223,790	424,744	74,597	141,581	1,970,308	87,418	165,916	29,139	55,305
연 암	18,933,228	840,022	1,594,329	280,007	531,443	7,395,792	328,134	622,785	109,378	207,595
보통암	15,536,147	689,302	1,308,267	229,767	436,089	6,068,807	269,258	511,042	89,753	170,347
경 암	59,590,479	2,643,886	5,017,993	881,295	1,672,664	23,277,531	1,032,768	1,960,153	344,256	653,384

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층** , **풍화암**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	48,191	16,064	0.500	0.648	27,662	9,221	30 57
퇴적층(자갈층)	48,191	16,064	0.648	0.250	21,638	7,213	31 56
퇴적층(자갈층)	48,191	16,064	0.250	0.676	22,322	7,441	32 55
퇴적층(자갈층)	48,191	16,064	0.676	0.676	32,596	10,865	33 TO 41 46 TO 54
퇴적층(자갈층)	48,191	16,064	0.676	0.900	37,984	12,661	42 45
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.800	0.700	32,865	10,955	1 27
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.700	0.300	21,910	7,303	2 26
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.300	0.200	10,955	3,652	3 25
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.200	0.795	21,801	7,267	4 24
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.795	0.795	34,837	11,612	5 TO 23

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	68
매립층	28,148	9,383	0.700	0.775	20,759	6,920	66
매립층	28,148	9,383	0.775	0.775	21,814	7,271	64
퇴적층(자갈층)	101,332	33,777	0.775	0.775	78,533	26,178	62
퇴적층(자갈층)	101,332	33,777	0.775	0.775	78,533	26,178	60
퇴적층(자갈층)	101,332	33,777	0.775	0.700	74,733	24,911	58
퇴적층(자갈층)	101,332	33,777	0.700	0.600	65,866	21,955	30
퇴적층(자갈층)	83,169	27,723	0.600	0.941	64,082	21,361	43
퇴적층(자갈층)	83,169	27,723	0.941	0.941	78,262	26,087	28
퇴적층(자갈층)	83,169	27,723	0.941	0.900	76,557	25,519	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	69
매립층	28,148	9,383	0.700	0.775	20,759	6,920	67
매립층	28,148	9,383	0.775	0.775	21,814	7,271	65
퇴적층(자갈층)	101,332	33,777	0.775	0.775	78,533	26,178	63
퇴적층(자갈층)	101,332	33,777	0.775	0.775	78,533	26,178	61
퇴적층(자갈층)	101,332	33,777	0.775	0.700	74,733	24,911	59
퇴적층(자갈층)	101,332	33,777	0.700	0.600	65,866	21,955	57
퇴적층(자갈층)	83,169	27,723	0.600	0.941	64,082	21,361	44
퇴적층(자갈층)	83,169	27,723	0.941	0.941	78,262	26,087	29
퇴적층(자갈층)	83,169	27,723	0.941	0.900	76,557	25,519	27

* 붕괴방지수준

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 매립층]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	18,825	6,275	0.500	0.648	10,805	3,602	30 57
퇴적층(자갈층)	18,825	6,275	0.648	0.250	8,452	2,817	31 56
퇴적층(자갈층)	18,825	6,275	0.250	0.676	8,720	2,907	32 55
퇴적층(자갈층)	18,825	6,275	0.676	0.676	12,733	4,244	33 TO 41 46 TO 54
퇴적층(자갈층)	18,825	6,275	0.676	0.900	14,837	4,946	42 45
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.800	0.700	12,838	4,279	1 27
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.700	0.300	8,559	2,853	2 26
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.300	0.200	4,279	1,426	3 25
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.200	0.795	8,516	2,839	4 24
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.795	0.795	13,608	4,536	5 TO 23

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 풍화암 , 연 암 , 보통암]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	68
매립층	10,995	3,665	0.700	0.775	8,109	2,703	66
매립층	10,995	3,665	0.775	0.775	8,521	2,840	64
퇴적층(자갈층)	39,583	13,194	0.775	0.775	30,677	10,226	62
퇴적층(자갈층)	39,583	13,194	0.775	0.775	30,677	10,226	60
퇴적층(자갈층)	39,583	13,194	0.775	0.700	29,192	9,731	58
퇴적층(자갈층)	39,583	13,194	0.700	0.600	25,729	8,576	30
퇴적층(자갈층)	32,488	10,829	0.600	0.941	25,032	8,344	43
퇴적층(자갈층)	32,488	10,829	0.941	0.941	30,571	10,190	28
퇴적층(자갈층)	32,488	10,829	0.941	0.900	29,905	9,968	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 풍화암 , 연 암 , 보통암]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	69
매립층	10,995	3,665	0.700	0.775	8,109	2,703	67
매립층	10,995	3,665	0.775	0.775	8,521	2,840	65
퇴적층(자갈층)	39,583	13,194	0.775	0.775	30,677	10,226	63
퇴적층(자갈층)	39,583	13,194	0.775	0.775	30,677	10,226	61
퇴적층(자갈층)	39,583	13,194	0.775	0.700	29,192	9,731	59
퇴적층(자갈층)	39,583	13,194	0.700	0.600	25,729	8,576	57
퇴적층(자갈층)	32,488	10,829	0.600	0.941	25,032	8,344	44
퇴적층(자갈층)	32,488	10,829	0.941	0.941	30,571	10,190	29
퇴적층(자갈층)	32,488	10,829	0.941	0.900	29,905	9,968	27

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	-	-
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.13 = 0.074 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.13 = 0.182 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

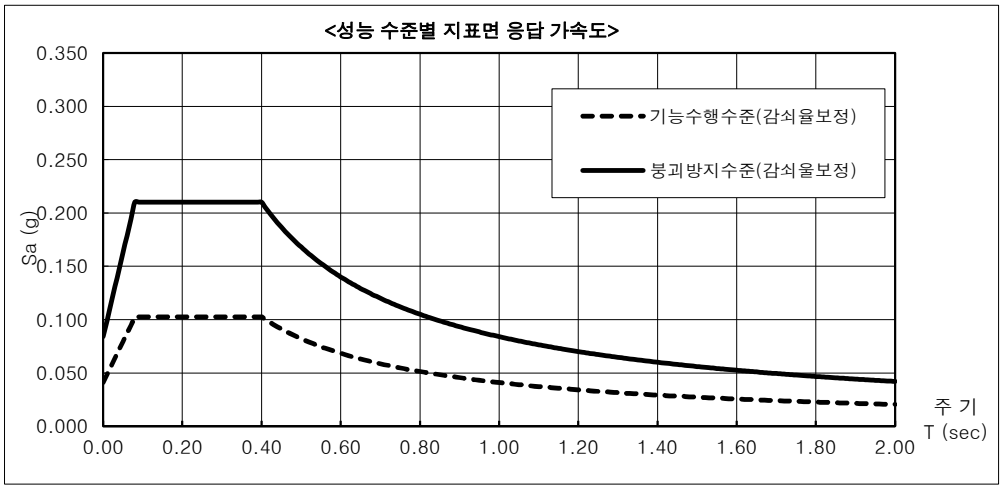
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

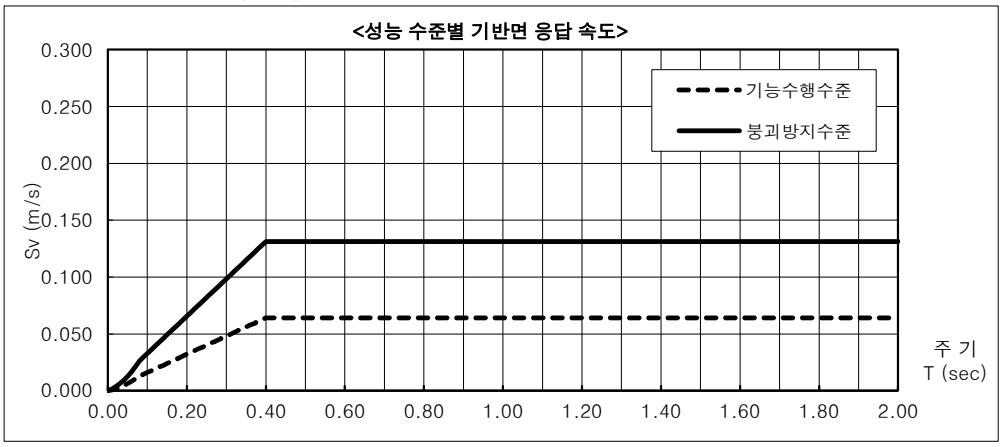
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.000	매립층	-	156	0.051
7.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.097
18.000	풍화토	-	424	0.170
3.000	풍화암	-	631	0.019
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.337

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.337 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.098 g = 0.959 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.064 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.000	매립층	-	156	0.051
7.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.097
18.000	풍화토	-	424	0.170
3.000	풍화암	-	631	0.019
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.337

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.337 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.200 g = 1.963 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.131 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

U_{h1} = 2 / π^2·Sv ·T_s ·cos(ω_0·x_1/v_{sod1}) 제 1층에서의 변위

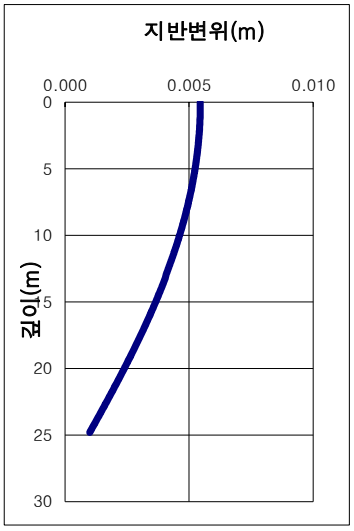
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 8.13 m , H_1 = 27.0 m , H_2 = 3.0 m , γ_1 = 19.6 , γ_2 = 21.0

V_{s0d1} = 369 m/s V_{s0d2} = 631 m/s α = 0.55

ω_0 = 20.735 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 8.128 m

Sv = 0.064 m/s

Ts = 0.42 sec

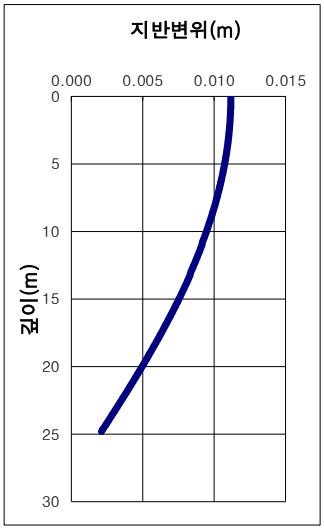
$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.005454 m

$U(Z_B)$=U(Z=8.128m)

= 0.005107 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 8.128 m

Sv = 0.131 m/s

Ts = 0.42 sec

$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.011168 m

$U(Z_B)$=U(Z=6.246m)

= 0.010458 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

*** 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 4,462 \times 0.005454 = \mathbf{24.334}$ kN/m^2 (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 1,743 \times 0.011168 = \mathbf{19.465}$ kN/m^2 (붕괴방지수준)

*** 측벽에 작용하는 지반변위하중**

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z (m)	U(Z) (m)	$U(Z_B)$ (m)	$U(Z)-U(Z_B)$ (m)	K_H (kN/m^3)	P(Z) (kN/m^2)
기능수행수준	68	0.000	0.005454	0.005107	0.000347	0	0.000
	66	0.700	0.005449	0.005107	0.000343	28,148	9.642
	64	1.475	0.005435	0.005107	0.000328	28,148	9.234
	62	2.250	0.005410	0.005107	0.000303	101,332	30.729
	60	3.025	0.005375	0.005107	0.000268	101,332	27.177
	58	3.800	0.005330	0.005107	0.000223	101,332	22.594
	30	4.500	0.005280	0.005107	0.000173	101,332	17.573
	43	4.500	0.005280	0.005107	0.000173	83,169	14.423
	28	5.441	0.005201	0.005107	0.000094	83,169	7.816
	1	6.382	0.005107	0.005107	0.000000	83,169	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z (m)	U(Z) (m)	$U(Z_B)$ (m)	$U(Z)-U(Z_B)$ (m)	K_H (kN/m^3)	P(Z) (kN/m^2)
기능수행수준	69	0.000	0.005454	0.005107	0.000347	0	0.000
	67	0.700	0.005449	0.005107	0.000343	28,148	9.642
	65	1.475	0.005435	0.005107	0.000328	28,148	9.234
	63	2.250	0.005410	0.005107	0.000303	101,332	30.729
	61	3.025	0.005375	0.005107	0.000268	101,332	27.177
	59	3.800	0.005330	0.005107	0.000223	101,332	22.594
	57	4.500	0.005280	0.005107	0.000173	101,332	17.573
	44	4.500	0.005280	0.005107	0.000173	83,169	14.423
	29	5.441	0.005201	0.005107	0.000094	83,169	7.816
	27	6.382	0.005107	0.005107	0.000000	83,169	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	68	0.000	0.011168	0.010458	0.000710	0	0.000
	66	0.700	0.011159	0.010458	0.000701	10,995	7.713
	64	1.475	0.011129	0.010458	0.000672	10,995	7.386
	62	2.250	0.011079	0.010458	0.000621	39,583	24.581
	60	3.025	0.011007	0.010458	0.000549	39,583	21.740
	58	3.800	0.010914	0.010458	0.000457	39,583	18.073
	30	4.500	0.010813	0.010458	0.000355	39,583	14.057
	43	4.500	0.010813	0.010458	0.000355	32,488	11.538
	28	5.441	0.010650	0.010458	0.000192	32,488	6.252
	1	6.382	0.010458	0.010458	0.000000	32,488	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	69	0.000	0.011168	0.010458	0.000710	0	0.000
	67	0.700	0.011159	0.010458	0.000701	10,995	7.713
	65	1.475	0.011129	0.010458	0.000672	10,995	7.386
	63	2.250	0.011079	0.010458	0.000621	39,583	24.581
	61	3.025	0.011007	0.010458	0.000549	39,583	21.740
	59	3.800	0.010914	0.010458	0.000457	39,583	18.073
	57	4.500	0.010813	0.010458	0.000355	39,583	14.057
	44	4.500	0.010813	0.010458	0.000355	32,488	11.538
	29	5.441	0.010650	0.010458	0.000192	32,488	6.252
	27	6.382	0.010458	0.010458	0.000000	32,488	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos{w_0x_2}/{v_{s0d2}}}{\tan{w_0H_2}/{v_{s0d2}}}\right) = 7.231 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 3.615$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos{w_0x_2}/{v_{s0d2}}}{\tan{w_0H_2}/{v_{s0d2}}}\right) = 5.784 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 2.892$ kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos{w_0x_2}/{v_{s0d2}}}{\tan{w_0H_2}/{v_{s0d2}}}\right) = 7.231 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 3.615$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos{w_0x_2}/{v_{s0d2}}}{\tan{w_0H_2}/{v_{s0d2}}}\right) = 5.784 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 2.892$ kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.074 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.182 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.074 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.182 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.128 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.878 = 1.464 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.878 = 3.596 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 6.246 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.906 = 1.511 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.906 = 3.711 kN/m^2 (붕괴방지수준)

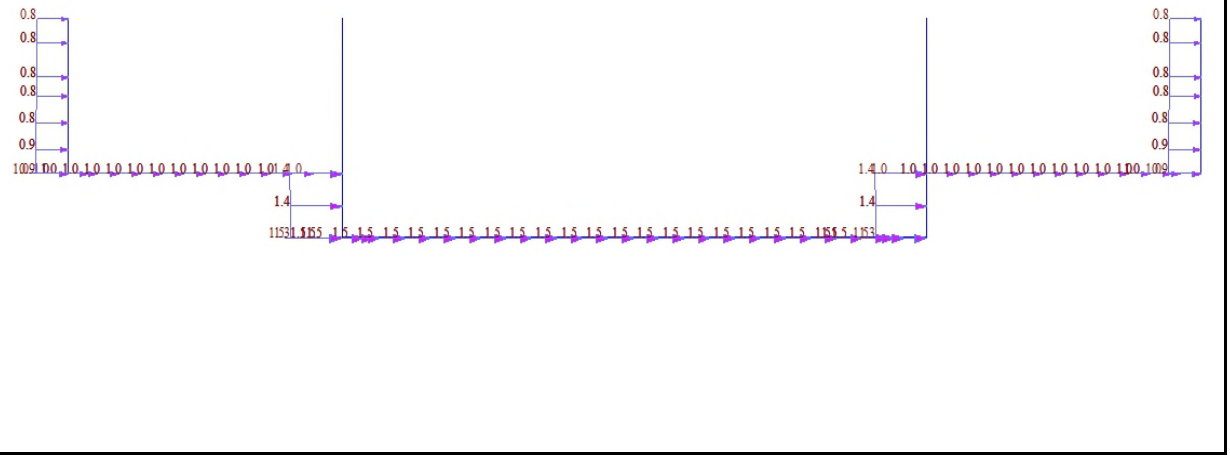
- 좌측벽체 관성력

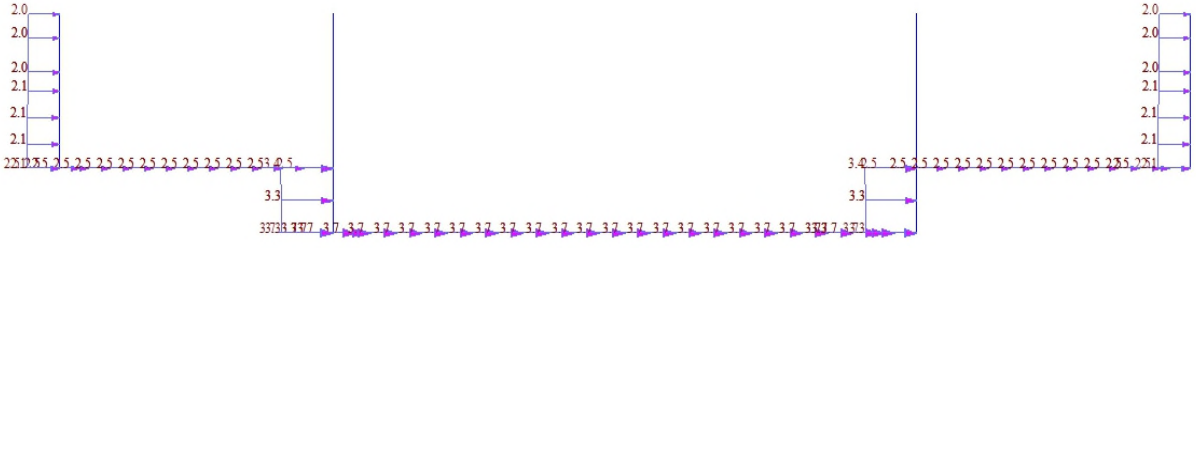
구분	해당절점	Z	Vi	ɣ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	68	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	66	0.700	0.446	25.0	0.074	0.182	0.990	0.817	2.007
	64	1.475	0.457	25.0	0.074	0.182	0.978	0.827	2.032
	62	2.250	0.468	25.0	0.074	0.182	0.966	0.837	2.057
	60	3.025	0.479	25.0	0.074	0.182	0.955	0.847	2.080
	58	3.800	0.490	25.0	0.074	0.182	0.943	0.856	2.102
	30	4.500	0.500	25.0	0.074	0.182	0.933	0.864	2.121
접합부	43	4.500	0.800	25.0	0.074	0.182	0.933	1.382	3.394
	28	5.441	0.800	25.0	0.074	0.182	0.918	1.361	3.343
	1	6.382	0.800	25.0	0.074	0.182	0.904	1.340	3.292

- 우측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	ɣ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	69	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	67	0.700	0.446	25.0	0.074	0.182	0.990	0.817	2.007
	65	1.475	0.457	25.0	0.074	0.182	0.978	0.827	2.032
	63	2.250	0.468	25.0	0.074	0.182	0.966	0.837	2.057
	61	3.025	0.479	25.0	0.074	0.182	0.955	0.847	2.080
	59	3.800	0.490	25.0	0.074	0.182	0.943	0.856	2.102
	57	4.500	0.500	25.0	0.074	0.182	0.933	0.864	2.121
접합부	44	4.500	0.800	25.0	0.074	0.182	0.933	1.382	3.394
	29	5.441	0.800	25.0	0.074	0.182	0.918	1.361	3.343
	27	6.382	0.800	25.0	0.074	0.182	0.904	1.340	3.292

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

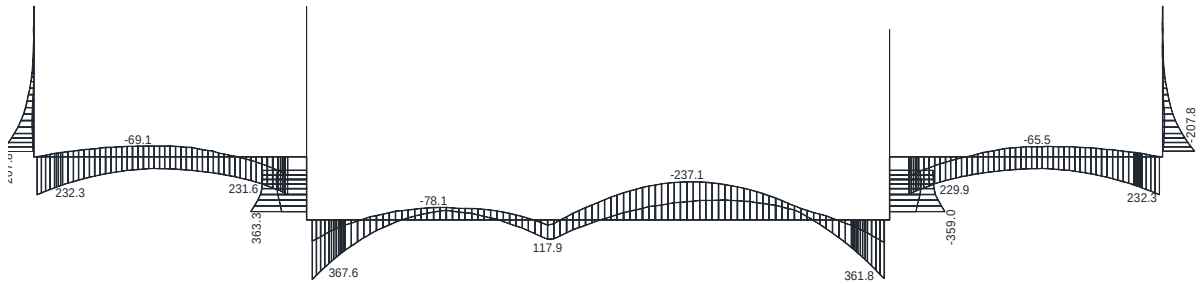
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

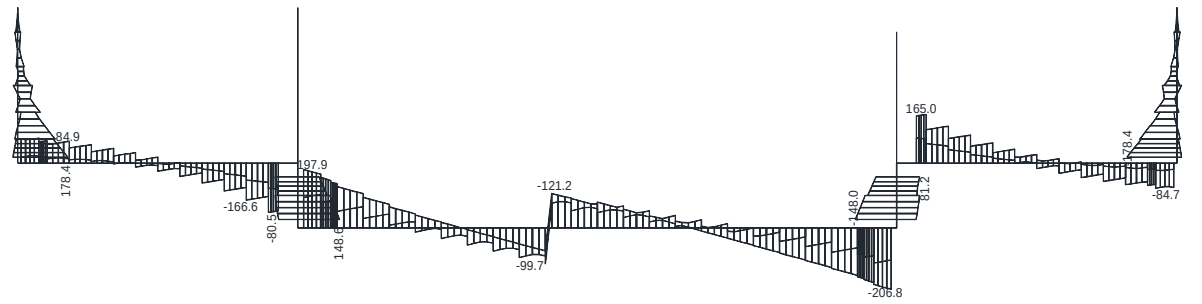
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	앵커하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15~20	LC21	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	1.000	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	1.000	

6. 단면력도

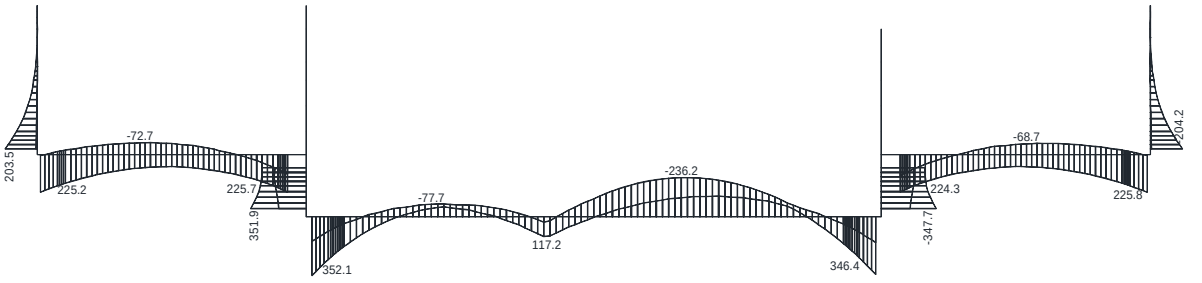
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)



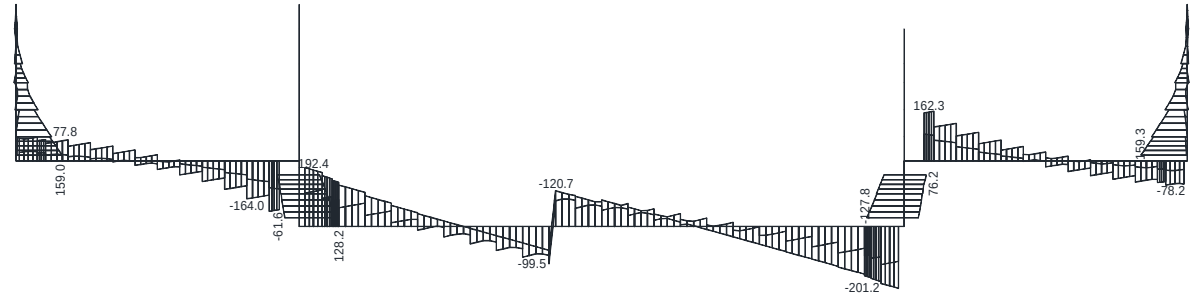
기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 - 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	232.340	-	62.810	-
	램프중앙부	38	J[38]	82.320	-	18.510	-
	램프접합부	43	J[43]	231.610	-	166.630	-
	본선접합부	1	I[1]	367.570	182.460	155.720	-
	본선중앙부(+)	12	J[13]	59.420	149.680	40.870	-
	본선중앙부(-)	16	J[17]	233.020	136.680	117.210	-
	램프측구	32	I[31]	190.070	-	72.770	-
	본선측구	2	I[2]	267.740	178.190	184.290	-

7.1.2 벽체: 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	61	I[60]	53.800	54.440	79.820	
		P_{max}	61	I[60]	53.800	54.440	79.820	
	하단	M_{max}	57	I[30]	207.840	83.100	132.810	
		P_{max}	57	I[30]	207.840	83.100	132.810	
연결부 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	71	J[72]	0.000	26.480	0.000	
		P_{max}	71	I[71]	0.000	35.600	0.000	
	하단	M_{max}	27	I[1]	363.290	58.670	148.610	
		P_{max}	27	J[28]	292.270	70.790	148.610	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	225.160	-	60.210	-
	램프중앙부	38	J[38]	79.510	-	19.170	-
	램프접합부	43	J[43]	225.710	-	163.960	-
	본선접합부	1	I[1]	352.050	149.200	255.140	-
	본선중앙부(+)	12	J[13]	59.020	137.560	40.660	-
	본선중앙부(-)	16	J[17]	232.080	133.140	116.800	-
	램프측구	32	I[31]	186.790	-	66.830	-
	본선측구	2	I[2]	255.140	147.880	179.150	-

8.1.2 벽체 : 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	61	I[60]	60.550	50.490	75.970	
		P_{max}	61	I[60]	60.550	50.490	75.970	
	하단	M_{max}	57	I[30]	203.540	75.200	122.300	
		P_{max}	57	I[30]	203.540	75.200	122.300	
연결부 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	71	J[72]	0.000	26.480	0.000	
		P_{max}	71	I[71]	0.000	35.600	0.000	
	하단	M_{max}	27	I[1]	351.880	52.380	128.250	
		P_{max}	27	J[28]	289.950	66.430	128.250	

국회대로 지하차도

STA.0+445.000

▣ 설계요약

1. 기초검토

구 분	지지층	Qmax(kN/㎡)	Qa(kN/㎡)	비 고
램프	퇴적층	55.46	480.64	O.K
본선	퇴적층	44.79	544.94	O.K

2. 부력검토

구 분	B(양압력), kN/m	R(저항력), kN/m	S.F	비 고
본 체	1501.756	1165.49116	0.776	부력앵커 적용
	1501.756	1765.49116	1.176	O.K

3. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	317.97	192.61		232.34	317.97	66.56	813.91		1.00	0.900 0.800	0.100	H22@250 + H22@250		2.56	720.44	125.00
	램프 중앙부	224.68	97.93		82.32	224.68	40.38	623.44		1.00	0.900 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		2.77	1515.79	125.00
	램프 접합부	385.80	225.85		231.61	385.80	166.63	623.44		1.00	0.900 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		1.62	439.93	125.00
	본선 접합부	533.78	273.66	224.26	352.05	533.78	280.24	617.21		1.00	0.900 0.800	0.100	H19@250 + H19@250		1.38	269.56	125.00
	본선 중앙부 (+)	153.21	57.61	221.18	59.42	153.21	96.44	1177.14		1.00	0.900 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		7.68	1882.51	125.00
	본선 중앙부 (-)	345.16	174.22	192.51	233.02	345.16	166.16	813.48		1.00	0.900 0.800	0.100	H19@250 + H19@250		2.36	552.56	125.00
	램프 측구	280.66	165.57		190.07	280.66	91.92	347.66		1.00	0.371 0.271	0.100	H22@250 + H22@250 H22@250 + H22@250		1.24	165.88	125.00
	본선 측구	420.43	186.42	220.16	267.74	420.43	268.23	574.51		1.00	0.731 0.631	0.100	H19@250 + H19@250		1.37	507.39	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
외측벽체	상단부 Mmax	9.83	7.56	11.30	1.69	9.83	6.85	1101.47		1.00	0.617 0.517	0.100	H29@250 + H29@250		112.05	19842.52	125.00
	상단부 Pmax	9.83	7.56	11.30	1.69	9.83	6.85	1101.47		1.00	0.617 0.517	0.100	H29@250 + H29@250		112.05	19842.52	125.00
	중앙부(-) Mmax	84.34	53.17	38.47	60.55	84.34	96.77	400.99		1.00	0.475 0.375	0.100	H22@250 + H22@250		4.75	1244.37	125.00
	중앙부(-) Pmax	62.45	53.17	71.24	60.55	62.45	96.77	458.29		1.00	0.475 0.375	0.100	H22@250 + H22@250		7.34	1244.37	125.00
	하단부 Mmax	278.71	174.10	70.68	207.84	278.71	158.83	415.30		1.00	0.500 0.400	0.100	H22@250 + H22@250		1.49	285.70	125.00
	하단부 Pmax	278.34	174.10	83.10	207.84	207.84	158.83	427.45		1.00	0.500 0.400	0.100	H22@250 + H22@250		2.06	285.70	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
연결부 벽체	중앙부(-) Mmax	0.25	0.25	69.65		0.25	0.62	23.99		1.00	0.400 0.320	0.080	H16@250 + H@		95.96	80536.91	250.00
	중앙부(-) Pmax	0.24	0.25	69.65		0.24	0.62	23.05		1.00	0.400 0.320	0.080	H16@250 + H@		96.03	80536.91	250.00
	하단부 Mmax	528.14	284.07	43.84	363.29	528.14	206.64	578.03		1.00	0.800 0.720	0.080	H19@250 + H19@250		1.09	252.26	125.00
	하단부 Pmax	199.57	284.07	70.79	292.27	292.27	206.64	611.20		1.00	0.800 0.720	0.080	H19@250 + H19@250		2.09	252.26	125.00

4. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

4.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H		250	=					H		300			
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H		250	=					H		300			
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1600.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 지지력검토
16. 신축이음부 검토
17. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 0.000 m	GL -5.300m	퇴적층(모래)	28MPa	지반조사보고서 참고

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	$E_c = 8{,}500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 2.722 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

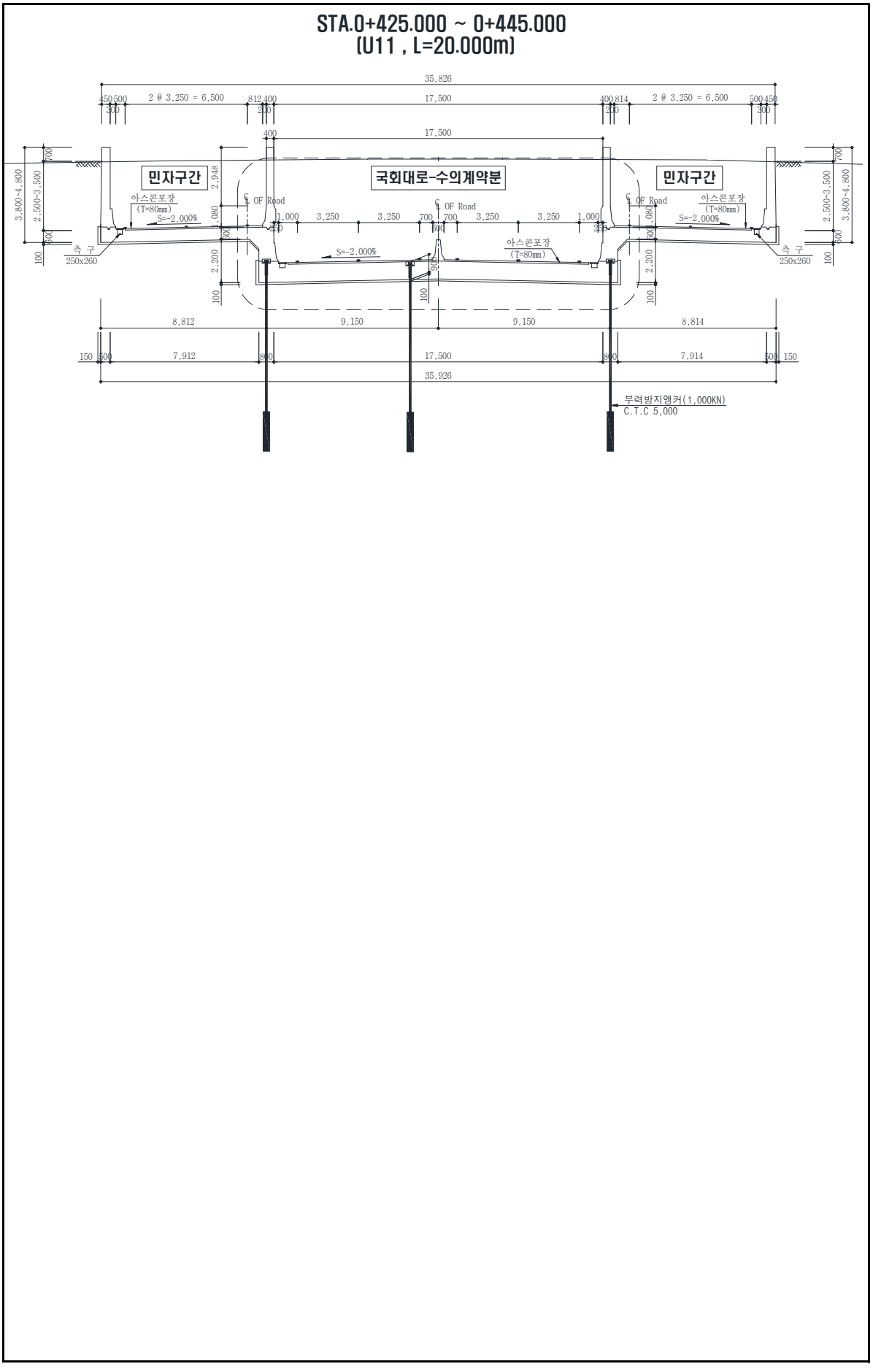
1.9 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

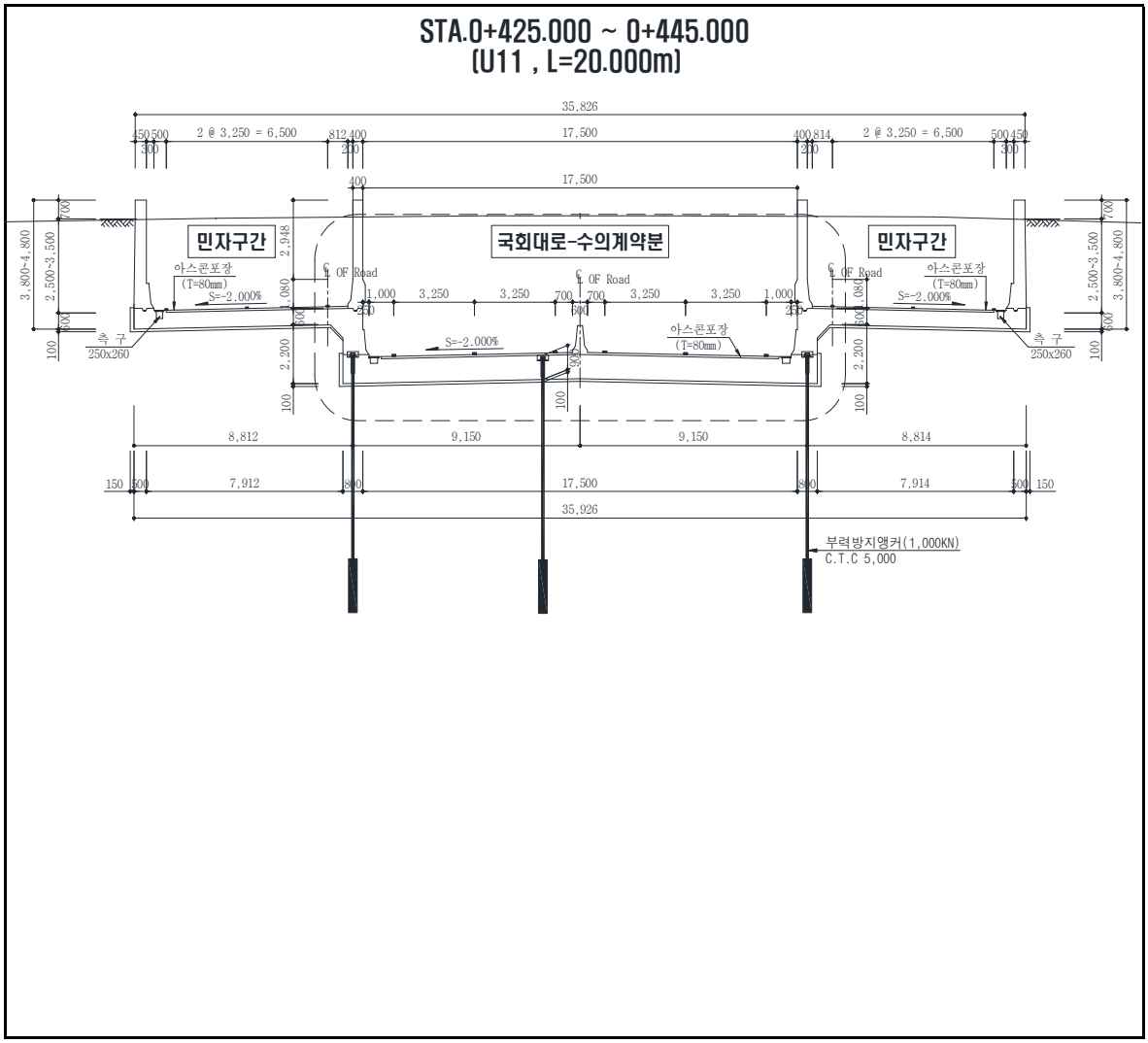
1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정


STA.0+425.000 ~ 0+445.000
(U11 , L=20.000m)
35,826
17,500
민자구간
국회대로-수의계약분
민자구간
아스콘포장
(T=80mm)
S=-2.000%
C OF Road
1,000
3,250
700
측 구
250x260
8,812
9,150
8,814
7,912
7,914
35,926
부력방지앵커(1,000KN)
C.T.C 5,000

3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	191.000	1,104.175	지하수위를 5.255m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -5.3m)	180.686	1,104.175	F.S = 6.111 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	1,501.756	1,765.491	F.S = 1.176 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토(상부슬래브 폐합전 단면 검토)

3.2.1 굴착고 : 6.246 m

3.2.2 부력 작용폭 : 19.100 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 19.100 m = 191.000 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 0.00 = 0.000 Hw kN/m

= 191.000 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

3.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 1104.175 + 0.000 + 0.000 = 1104.175 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W1(구체자중) : 램프

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	9.212	×	2	EA	=	414.540	kN/m
2)	벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.450	×	4.200	×	2	EA	=	94.500	kN/m
3)	벽체 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.050	×	3.500	× 2 EA	=	4.375	kN/m
4)	헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.500	×	0.500	× 2 EA	=	6.250	kN/m
5)	벽체 방호벽 1-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
6)	벽체 방호벽 1-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 1-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 1-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 1-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
5)	벽체 방호벽 2-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	3.948	× 2 EA	=	78.960	kN/m
6)	벽체 방호벽 2-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 2-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 2-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 2-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	612.575	kN/m

(2) W1(구체자중) : 본선

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	19.100	×	1	EA	=	429.750	kN/m
2)	벽체	:	25.0	KN/m^3	×	0.800	×	1.130	×	2	EA	=	45.200	kN/m
3)	공동구 방호벽 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.050	×	1.080	× 2 EA	=	2.700	kN/m
4)	공동구 방호벽 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
5)	공동구 방호벽 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
6)	공동구 방호벽 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
7)	공동구 방호벽 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
8)	중앙분리대 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
9)	중앙분리대 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
10)	중앙분리대 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
11)	중앙분리대 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
12)	중앙분리대 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	491.600	kN/m

(3) W_2 (상재하중) : 없음

(4) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{1104.175}{191.000\ Hw} \geq 1.1 \Rightarrow H \leq 5.255\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 5.255m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (지하수위 : G.L-5.3m)

3.3.1 굴착고 : 6.246 m

3.3.2 부력 작용폭 : 19.100 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 0.946 × 19.100 = 180.686 KN/m

10.000 × 1.000 × 0.000 = 0.000 KN/m

= 180.686 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 1104.175 + 0.000 + 0.000 = 1104.175 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 1104.175 KN/m

② 헌치

(0.000 × 0.000)× 1/2 × 2 EA × 0.000 = 0.000 kN/m

TOTAL = 1104.175 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 0.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 0.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 0.000 ² + 10.0 × 0.000 ²

+ 2 × 19.0 × 0.000 × 0.000)× tan 20° = 0.000 kN/m

3.3.5 안정검토

$F_s = \frac{R}{U} = \frac{1104.175}{180.686} = 6.111 \geq 1.200$ ∴ O.K

3.4 완공후 부력검토 (극한수위 : G.L -1.0m)

(1) 구체자중 : 램프

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	9.212	×	2	EA	=	414.540	kN/m
2)	벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.450	×	4.200	×	2	EA	=	94.500	kN/m
3)	벽체 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.050	×	3.500	× 2 EA	=	4.375	kN/m
4)	헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.500	×	0.500	× 2 EA	=	6.250	kN/m
5)	벽체 방호벽 1-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
6)	벽체 방호벽 1-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 1-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 1-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 1-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
5)	벽체 방호벽 2-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	3.948	× 2 EA	=	78.960	kN/m
6)	벽체 방호벽 2-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 2-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 2-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 2-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	612.575	kN/m

(2) 구체자중 : 본선

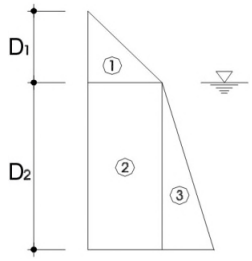
1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	19.100	×	1	EA	=	429.750	kN/m
2)	벽체	:	25.0	KN/m^3	×	0.800	×	1.130	×	2	EA	=	45.200	kN/m
3)	공동구 방호벽 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.050	×	1.080	× 2 EA	=	2.700	kN/m
4)	공동구 방호벽 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
5)	공동구 방호벽 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
6)	공동구 방호벽 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
7)	공동구 방호벽 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
8)	중앙분리대 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
9)	중앙분리대 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
10)	중앙분리대 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
11)	중앙분리대 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
12)	중앙분리대 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	491.600	kN/m

(2) 연직하중

1)	아스팔트	23.000	kN/m^3	×	33.324	m	×	0.080	m		=	61.316	kN/m
						Σ					=	61.316	kN/m

(3) 측면마찰력 $[2\cdot C\cdot D] + [K_u\cdot\gamma\cdot D^2\cdot\tan\delta]$ 여기서 C=0 이므로 [2·C·D] 항목은 제외

토압분포



1) $(K_o\cdot\gamma_t\cdot D_1)$ x (1/2) x D_1 x tanδ x 1EA

(0.455 × 20.000 kN/m³ × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

2) $(K_o\cdot\gamma_t\cdot D_1)$ x D_2 x tanδ x 1EA

(0.455 × 20.000 kN/m³ × 0.000 m) × 0.000 m

× 0.000 × 2 EA = - kN/m

3) $(K_o\cdot\gamma_{sub}\cdot D_2)$ x (1/2) x D_2 x tanδ x 1EA

(0.455 × 11.000 kN/m³ × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

Σ = - kN/m

(4) 양압력

양압력	:	10.000	KN/m³	×	3.100	m	×	16.824	m	=	521.544	kN/m
양압력	:	10.000	KN/m³	×	5.132	m	×	19.100	m	=	980.212	kN/m
							Σ			=	1,501.756	kN/m

(5) 안전율

안전율(S.F) $= \dfrac{(\ 1104.175 + 61.316 + 0.000\ )}{1501.756} =$ 0.776 < 1.05 **N.G**

∵ 부력앵커를 설치해야함

(6) 소요 부력 ANCHOR 작용력

Preq = 1501.756 × 1.05 − 1165.491 = 411.35 kN/m

(7) 사용 부력 ANCHOR 작용력

부반력 앵커 인장력 : 1000 kN

앵커 종방향 C.T.C : 5.00 m

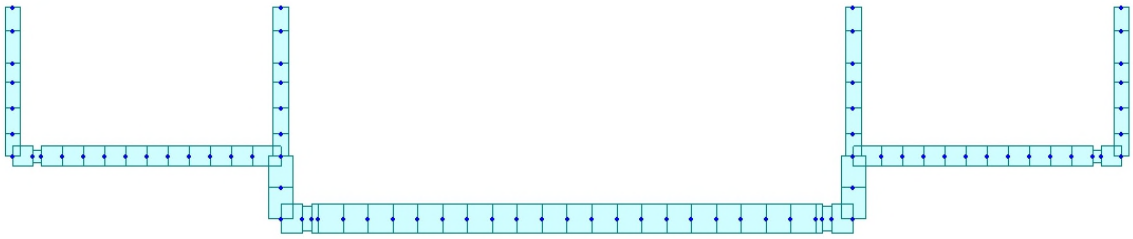
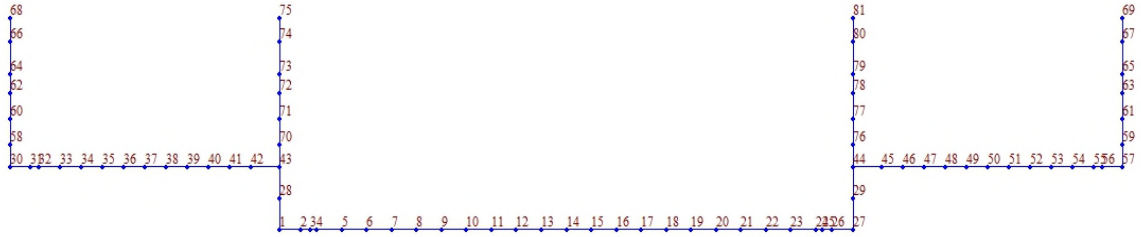
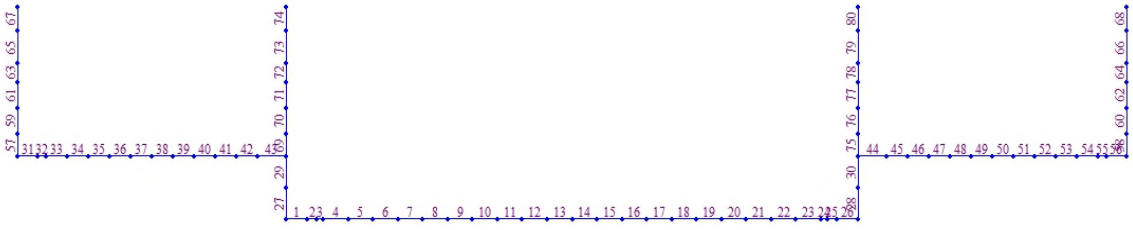
Puse = 1000.000 × 1.0 / 5.000 × 3 EA = 600.00 kN/m > 411.35 kN/m

(8) 부력앵커 설치 후 안전율

안전율(S.F) $= \dfrac{(\ 1104.175 + 61.316 + 600.000\ )}{1501.756} =$ 1.176 ≥ 1.05 **O.K**

4. 해석모델링

4.1 Modeling

모델링

절점번호

부재번호


4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	0.600	0.600	0.0180000	램프 하부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	0.500	0.500	0.0104167	외측 벽체
	2	1.000	0.800	0.800	0.0426667	접합부 벽체
	2	1.000	0.400	0.400	0.0053333	접합부 벽체

4.3 강역산정

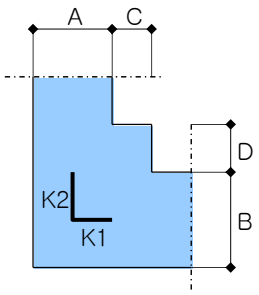
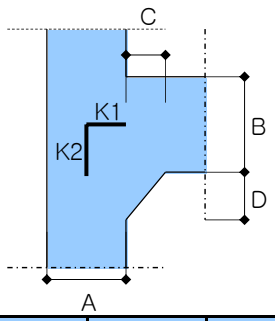
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

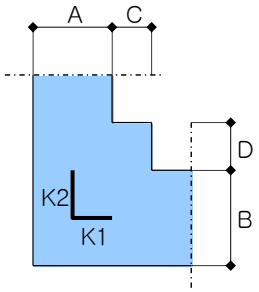
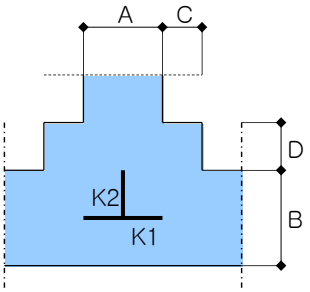
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

2) 강역설정

구분	단부			접합부		
하부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.500	m	A	0.800	m
	B	0.600	m	B	0.600	m
	C		m	C	0.500	m
	D		m	D	0.500	m
	Θ1		°	Θ1	45.000	°
	Θ2		°	Θ2	45.000	°
	K1	0.100	m	K1	0.600	m
	K2	0.175	m	K2	0.400	m

구분	단부				
하부슬래브 본선					
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.800	m	A		m
	B	0.900	m	B		m
	C		m	C		m
	D		m	D		m
	Θ1		°	Θ1		°
	Θ2		°	Θ2		°
	K1	0.175	m	K1		m
	K2	0.250	m	K2		m

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎡)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,
아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡ (지반조사보고서 참조, 보링공 내에서 측정한 변형계수 적용)

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(16.83 × 16.83) = 16.83 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (16.83 / 0.3) $^{-3/4}$ = 18,216 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.5000 + 0.6480) / 2 × 18,216	=	10,456	30 57
2	(0.6480 + 0.2500) / 2 × 18,216	=	8,179	31 56
3	(0.2500 + 0.6764) / 2 × 18,216	=	8,438	32 55
4	(0.6764 + 0.6764) / 2 × 18,216	=	12,321	33 TO 41 46 TO 54
5	(0.6764 + 0.9000) / 2 × 18,216	=	14,358	42 45

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 $= (1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡ (지반조사보고서 참조, 보링공 내에서 측정한 변형계수 적용)

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(19.10 × 19.10) = 19.10 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (19.10 / 0.3) $^{-3/4}$ = 16,564 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.8000 + 0.7000) / 2 × 16,564	=	12,423	1 27
2	(0.7000 + 0.3000) / 2 × 16,564	=	8,282	2 26
3	(0.3000 + 0.2000) / 2 × 16,564	=	4,141	3 25
4	(0.2000 + 0.7950) / 2 × 16,564	=	8,241	4 24
5	(0.7950 + 0.7950) / 2 × 16,564	=	13,168	5 TO 23

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

· 방호벽(램프) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	×	1	EA	=	10.800	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	1	EA	=	0.750	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	1	EA	=	0.660	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	1	EA	=	0.263	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	1	EA	=	0.465	kN/m
											=	12.938	kN/m

· 중앙분리대(본선) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	×	2	EA	=	5.400	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	2	EA	=	1.500	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	2	EA	=	1.320	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	2	EA	=	0.525	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	2	EA	=	0.930	kN/m
											=	9.675	kN/m

6.2 활하중 ····· LC02~07

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 10.000 × 0.500 ∴ W_{L2} = **5.000** kN/m^2

6.3 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2
· W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [1.000 x 19.0] = **9.500** kN/m^2
· W_{h3} = 9.500 + 0.500 × [2.800 x 19.0] = **36.100** kN/m^2
· W_{h4} = 36.100 + 0.500 × [1.882 x 19.0] = **53.979** kN/m^2

6.4토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2
· W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [1.000 x 19.0] = **9.500** kN/m^2
· W_{h3} = 9.500 + 0.500 × [2.800 x 10.0] = **23.500** kN/m^2
· W_{h4} = 23.500 + 0.500 × [1.882 x 10.0] = **32.910** kN/m^2

6.5 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 램프, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W1}) : 양수압

· W_{W1} = (2.80 + 0.000 + 0.00) × 10.0 = **28.000** kN/m^2

② 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{W2} = (2.80 + 1.882 + 0.00) × 10.0 = **46.820** kN/m^2

6.6 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

· W_{w2} = 0.000 + (0.000) x 10.0 = **0.000** kN/m^2

· W_{w3} = 0.000 + (1.000) x 10.0 = **10.000** kN/m^2

· W_{w4} = 10.000 + (2.800) x 10.0 = **38.000** kN/m^2

· W_{w5} = 38.000 + (1.882) x 10.0 = **56.820** kN/m^2

6.7 앵커하중 ····· LC21

단위 M당 작용하중 = 앵커력 / 앵커의 종방향 C.T.C

부반력 앵커 인장력 : 1000 kN

P = 1000.0 / 5.00 = **200.000** kN/m

6.8 풍하중 ····· LC22

방음벽 높이 = 4.0 m

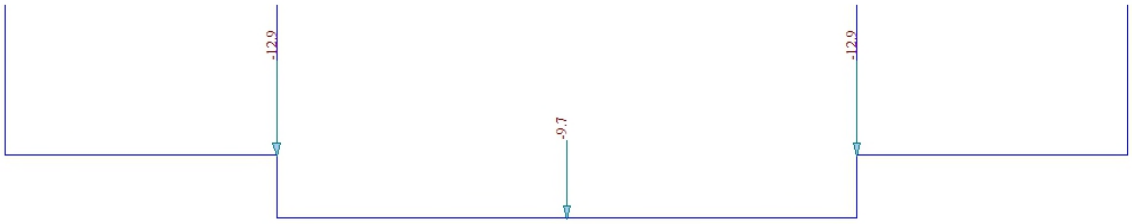
Fw = 4.0 x 0.70 = **2.800** kN/m

Mw = 2.8 x 4.00 / 2 = **5.600** kN*m/m

Vw = 1.561 = **1.561** kN/m

7. 하중재하도

LC1. 고정하중(자중)



프로그램내에서 자동 계산

방호벽 및 중분대는 집중하중으로 재하

LC5. 활하중(수평하중 만재하시)

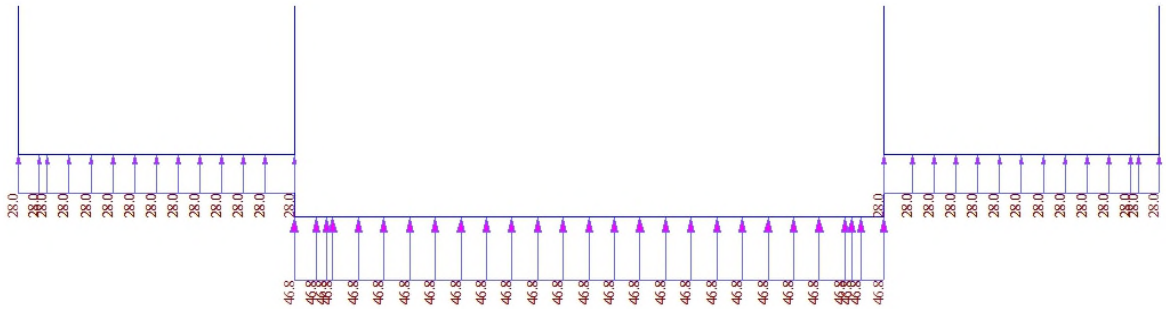
LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)

LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)

LC10. 토압(수평하중 지하수無)

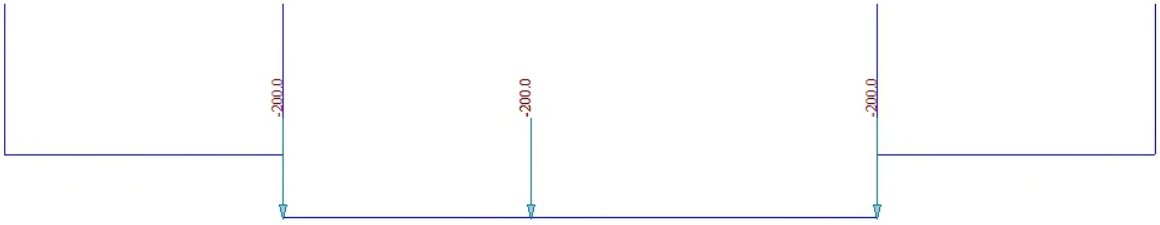
LC11. 토압(수평하중 지하수有)

LC12. 수압(연직하중)



LC13. 수압(수평하중)

LC21. 앵커하중



LC22. 풍하중

8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.05 − 0.025h ≥ 0.875

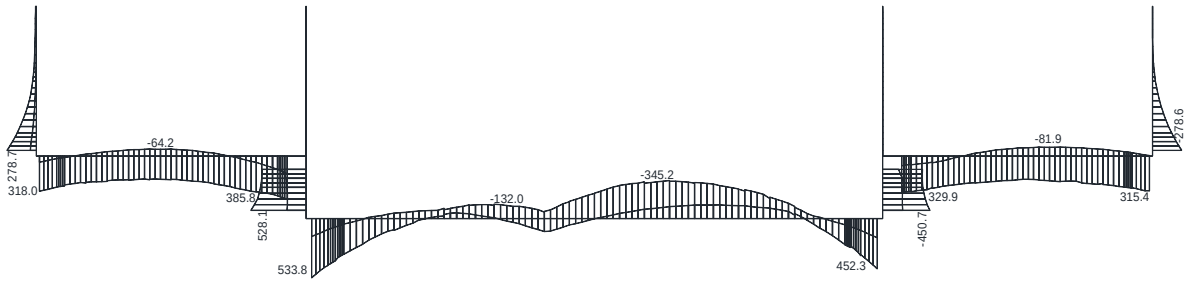
적용토피 = 0.000 m α_H = 1.05 − 0.025 × 0.00

= 1.05 ≥ 0.875 ∴ α_H = 1

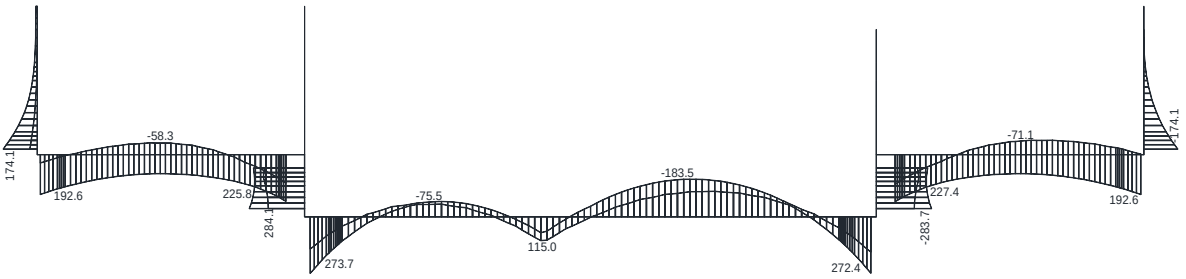
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축	앵커하중	풍하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압				
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有						
				좌측	우측		좌측	우측										
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC21	LC22	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.60		1.60				1.20	1.00		
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.60		1.60				1.20	1.00		
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.60		1.60				1.20	1.00		
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00		
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00		
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00		
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.60		0.80				1.20	1.00		
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.60		0.80				1.20	1.00		
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.60		0.80				1.20	1.00		
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00		
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00		
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00		
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60					1.00		
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		1.00		
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60					1.00		
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		1.00		
	UCOMB17	1.20					1.00									1.00	1.30	
	UCOMB18	0.90							0.90		1.60					1.00	1.30	
	UCOMB19	0.90								0.90		1.60	0.90	1.60		1.00	1.30	
	UCOMB20	0.90							0.90		0.80					1.00	1.30	
	UCOMB21	0.90								0.90		0.80	0.90	0.80		1.00	1.30	
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00	1.00		
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00	1.00		
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00	1.00		
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00	1.00		
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00	1.00		
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00	1.00		
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00		
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00		
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00		
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00					1.00		
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00		
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00					1.00		
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00		
	WCOMB17	1.00					1.00									1.00	1.00	
	WCOMB18	1.00							1.00		1.00					1.00	1.00	
	WCOMB19	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	
	WCOMB20	1.00							1.00		1.00					1.00	1.00	
	WCOMB21	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	

9. 단면력도

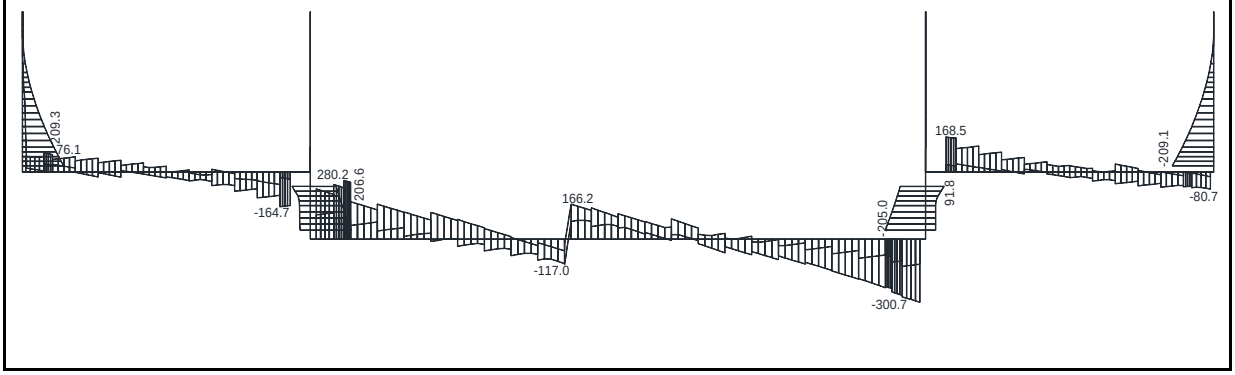
계수하중 - 모멘트도(B.M.D)



사용하중 - 모멘트도(B.M.D)



계수하중 - 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	317.970	-	66.560	192.610	232.340	-	62.810	317.970	-	66.560	192.610	상시	상시
	램프중앙부	224.680	-	40.380	97.930	82.320	-	19.170	224.680	-	40.380	97.930	상시	상시
	램프접합부	385.800	-	164.670	225.850	231.610	-	166.630	385.800	-	166.630	225.850	상시	지진시
	본선접합부	533.780	224.260	280.240	273.660	352.050	149.200	155.720	533.780	224.260	280.240	273.660	상시	상시
	본선중앙부(+)	153.210	221.180	96.440	57.610	59.420	149.680	40.870	153.210	221.180	96.440	57.610	상시	상시
	본선중앙부(-)	345.160	192.510	166.160	174.220	233.020	136.680	117.210	345.160	192.510	166.160	174.220	상시	상시
	램프측구	280.660	-	91.920	165.570	190.070	-	72.770	280.660	-	91.920	165.570	상시	상시
	본선측구	420.430	220.160	268.230	186.420	267.740	178.190	184.290	420.430	220.160	268.230	186.420	상시	상시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	중앙부(-)	Mmax	84.340	38.470	96.770	53.170	60.550	54.440	79.820	84.340	38.470	96.770	53.170	상시	상시
		Pmax	62.450	71.240	96.770	53.170	60.550	54.440	79.820	62.450	71.240	96.770	53.170	상시	상시
	하단부	Mmax	278.710	70.680	158.830	174.100	207.840	83.100	132.810	278.710	70.680	158.830	174.100	상시	상시
		Pmax	278.340	70.680	158.830	174.100	207.840	83.100	132.810	207.840	83.100	158.830	174.100	지진시	상시

※ 벽체 : 연결부

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
연결부 벽체	중앙부(-)	Mmax	0.250	69.650	0.620	0.250	0.000	26.480	0.000	0.250	69.650	0.620	0.250	상시	상시
		Pmax	0.240	69.650	0.620	0.250	0.000	35.600	0.000	0.240	69.650	0.620	0.250	상시	상시
	하단부	Mmax	528.140	43.840	206.640	284.070	363.290	58.670	148.610	528.140	43.840	206.640	284.070	상시	상시
		Pmax	199.570	61.730	206.640	284.070	292.270	70.790	148.610	292.270	70.790	206.640	284.070	지진시	상시

11. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	317.97	192.61		232.34	317.97	66.56	813.91		1.00	0.900 0.800	0.100	H22@250 + H22@250		2.56	720.44	125.00
	램프 중앙부	224.68	97.93		82.32	224.68	40.38	623.44		1.00	0.900 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		2.77	1515.79	125.00
	램프 접합부	385.80	225.85		231.61	385.80	166.63	623.44		1.00	0.900 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		1.62	439.93	125.00
	본선 접합부	533.78	273.66	224.26	352.05	533.78	280.24	734.14		1.00	0.900 0.800	0.100	H19@250 + H19@250		1.38	269.56	125.00
	본선 중앙부 (+)	153.21	57.61	221.18	59.42	153.21	96.44	1177.14		1.00	0.900 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		7.68	1882.51	125.00
	본선 중앙부 (-)	345.16	174.22	192.51	233.02	345.16	166.16	813.48		1.00	0.900 0.800	0.100	H19@250 + H19@250		2.36	552.56	125.00
	램프 측구	280.66	165.57		190.07	280.66	91.92	347.66		1.00	0.371 0.271	0.100	H22@250 + H22@250 H22@250 + H22@250		1.24	165.88	125.00
	본선 측구	420.43	186.42	220.16	267.74	420.43	268.23	574.51		1.00	0.731 0.631	0.100	H19@250 + H19@250		1.37	507.39	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
외측 벽체	중앙부(-) Mmax	84.34	53.17	38.47	60.55	84.34	96.77	400.99		1.00	0.475 0.375	0.100	H22@250 + H22@250		4.75	1244.37	125.00
	중앙부(-) Pmax	62.45	53.17	71.24	60.55	62.45	96.77	458.29		1.00	0.475 0.375	0.100	H22@250 + H22@250		7.34	1244.37	125.00
	하단부 Mmax	278.71	174.10	70.68	207.84	278.71	158.83	415.30		1.00	0.500 0.400	0.100	H22@250 + H22@250		1.49	285.70	125.00
	하단부 Pmax	278.34	174.10	83.10	207.84	207.84	158.83	427.45		1.00	0.500 0.400	0.100	H22@250 + H22@250		2.06	285.70	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
연결부 벽체	중앙부(-) Mmax	0.25	0.25	69.65		0.25	0.62	23.99		1.00	0.400 0.320	0.080	H16@250 + H@		**95.96**	80536.91	250.00
	중앙부(-) Pmax	0.24	0.25	69.65		0.24	0.62	23.05		1.00	0.400 0.320	0.080	H16@250 + H@		**96.03**	80536.91	250.00
	하단부 Mmax	528.14	284.07	43.84	363.29	528.14	206.64	578.03		1.00	0.800 0.720	0.080	H19@250 + H19@250		**1.09**	252.26	125.00
	하단부 Pmax	199.57	284.07	70.79	292.27	292.27	206.64	611.20		1.00	0.800 0.720	0.080	H19@250 + H19@250		**2.09**	252.26	125.00

12. 단면설계

12.1 하부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	800.000	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
317.970	66.560	192.610	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 20.641 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 272000.000 As - 317970000 = 0

∴ Required As = 1184.285 ㎟ [p = 0.00148]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 17580.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2598.076 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 1579.047 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 24.284 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - 24.284) / 24.284

= 0.0958

· ε_t = 0.0958 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 813.914 kN.m > Mu = 317.970 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 66.560 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN > Vu = 66.560 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00387

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.207

· j = 1 - k / 3 = 0.931

· x = k·d = 165.817 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.119 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 83.516 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 83.516 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 720.437 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 754.349 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 720.437 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
224.680	40.380	97.930	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 14.168 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 224680000 = 0

∴ Required As = 812.905 ㎟ [p = 0.00099]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 1083.874 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	2292.000	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 16.669 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 16.669) / 16.669

= 0.1446

· ε_t = 0.1446 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 623.444 kN.m > Mu = 224.680 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 40.380 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 40.380 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00280

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.179

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 146.958 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 1.729 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 55.416 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 55.416 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1718.494 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1515.795 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1515.795 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
385.800	166.630	225.850	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 24.484 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 385800000 = 0

∴ Required As = 1404.760 ㎟ [p = 0.00171]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 1873.013 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	2292.000	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 28.805 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 28.805) / 28.805

= 0.0824

· ε_t = 0.0824 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 623.444 kN.m > Mu = 385.800 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 166.630 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 166.630 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00280

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.179

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 146.958 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.987 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 127.804 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 127.804 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 439.930 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 492.944 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 439.930 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	371.000	221.000	221.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
280.660	91.920	165.570	150.000	0.84	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 79.344 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 75140.000 As - 280660000 = 0

∴ Required As = 4552.361 ㎟ [p = 0.0206]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 4856.475 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 773.500 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 717.719 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 773.500 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6069.815 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6193.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 93.346 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (221.000 - 93.346) / 93.346

= 0.0041

· ε_t = 0.0041 , 0.002 < εt < 0.005 이므로 변화구간 단면 ⇒ Øf = 0.840175 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 347.66 kN.m > Mu = 280.660 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 143.544 kN > Vu = 91.920 kN

· 1/2·Øv·Vc = 71.772 kN < Vu = 91.920 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.02803

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.460

· j = 1 - k / 3 = 0.847

· x = k·d = 101.706 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 17.402 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 142.879 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 202.764 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 165.882 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 310.705 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 165.882 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 램프-벽체 단면검토

12.2.1 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	84.340	96.770	38.470	53.170
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	475.000	375.000	100.000	80.000	375.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2192.358	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0098] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 225.000 mm

· a = β1·c = 191.250 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10901250 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 231.796 mm

· d" = X - H + d = 131.796 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4389.188 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3734.292 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 906.293 kN.m

· eb = Mb / Pb = 242.695 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 66.077 mm로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 77.738 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -17.459 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 215.182 kN

∴ a = 66.077 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1516.467 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -62.569 kN

· Ts = fs·As = 1238.720 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 500.115 kN.m

· e' = e + X - dc = 2324.154 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000005 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (375.000 - 77.738) / 77.738

= 0.01147

· ε_t = 0.0115 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 182.905 kN > Pu = 38.470 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 400.993 kN.m > Mu = 84.340 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 244.979 kN > Vu = 96.770 kN

· 1/2·Øv·Vc = 122.490 kN > Vu = 96.770 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00826

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.287

· j = 1 - k / 3 = 0.904

· x = k·d = 107.625 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.914 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 50.628 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 50.628 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1332.963 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1244.371 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1244.371 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	62.450	96.770	71.240	53.170
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	475.000	375.000	100.000	80.000	375.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
876.614	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0098] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 225.000 mm

· a = β1·c = 191.250 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10901250 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 231.796 mm

· d" = X - H + d = 131.796 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4389.188 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3734.292 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 906.293 kN.m

· eb = Mb / Pb = 242.695 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 77.404 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 91.064 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 72.899 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 615.050 kN

∴ a = 77.404 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1776.422 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 77.341 kN

· Ts = fs·As = 1238.720 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 620.223 kN.m

· e' = e + X - dc = 1008.410 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000001 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (375.000 - 91.064) / 91.064

= 0.00935

· ε_t = 0.0094 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 522.793 kN > Pu = 71.240 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 458.288 kN.m > Mu = 62.450 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 246.179 kN > Vu = 96.770 kN

· 1/2·Øv·Vc = 123.090 kN > Vu = 96.770 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00826

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.287

· j = 1 - k / 3 = 0.904

· x = k·d = 107.625 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.914 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 50.628 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 50.628 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1332.963 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1244.371 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1244.371 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	278.710	158.830	70.680	174.100
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	400.000	100.000	80.000	400.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3943.265	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0093] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 240.000 mm

· a = β1·c = 204.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 243.961 mm

· d" = X - H + d = 143.961 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4681.800 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4026.904 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1002.283 kN.m

· eb = Mb / Pb = 248.897 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 63.673 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 74.909 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -40.774 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 123.903 kN

∴ a = 63.673 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1461.295 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -98.670 kN

· Ts = fs·As = 1238.720 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 506.421 kN.m

· e' = e + X - dc = 4087.226 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000012 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (400.000 - 74.909) / 74.909

= 0.01302

· ε_t = 0.0130 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 105.318 kN > Pu = 70.680 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 415.297 kN.m > Mu = 278.710 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 262.431 kN > Vu = 158.830 kN

· 1/2·Øv·Vc = 131.216 kN < Vu = 158.830 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00774

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.279

· j = 1 - k / 3 = 0.907

· x = k·d = 111.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.600 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 154.960 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 154.960 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 285.696 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 406.557 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 285.696 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	207.840	158.830	83.100	174.100
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	400.000	100.000	80.000	400.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2501.083	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0093] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 240.000 mm

· a = β1·c = 204.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 243.961 mm

· d" = X - H + d = 143.961 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4681.800 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4026.904 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1002.283 kN.m

· eb = Mb / Pb = 248.897 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 65.701 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 77.295 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -20.997 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 201.065 kN

∴ a = 65.701 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1507.838 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -68.048 kN

· Ts = fs·As = 1238.720 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 531.827 kN.m

· e' = e + X - dc = 2645.044 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000006 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (400.000 - 77.295) / 77.295

= 0.01252

· ε_t = 0.0125 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 170.905 kN > Pu = 83.100 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 427.448 kN.m > Mu = 207.840 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 262.892 kN > Vu = 158.830 kN

· 1/2·Øv·Vc = 131.446 kN < Vu = 158.830 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00774

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.279

· j = 1 - k / 3 = 0.907

· x = k·d = 111.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.600 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 154.960 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 154.960 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 285.696 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 406.557 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 285.696 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 연결부 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	0.250	0.620	69.650	0.250
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	400.000	320.000	80.000	100.000	320.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3.589	0.850	0.70	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	794.400	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0040] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 192.000 mm

· a = β1·c = 163.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 9180000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 199.353 mm

· d" = X - H + d = 119.353 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 3745.440 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 317.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3727.209 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 513.956 kN.m

· eb = Mb / Pb = 137.893 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 396.462 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 466.426 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = -188.359 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 400.000 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 9547.985 kN

∴ a = 396.463 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9098.826 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fs·As = -149.632 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1173.847 kN.m

· e' = e + X - dc = 122.942 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (320.000 - 466.426) / 466.426

= -0.00094

· ε_t = -0.0009 ≤ 0.002 이므로 압축지배단면 ⇒ Øf = 0.70 적용

∴ Ø Pn = 6683.590 kN > Pu = 69.650 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 23.990 kN.m > Mu = 0.250 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 210.431 kN > Vu = 0.620 kN

· 1/2·Øv·Vc = 105.216 kN > Vu = 0.620 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00248

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.170

· j = 1 - k / 3 = 0.943

· x = k·d = 54.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.030 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 1.043 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 1.043 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 100491.141 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 80536.913 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 80536.913 mn > 250.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 연결부 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	0.240	0.620	69.650	0.250
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	400.000	320.000	80.000	100.000	320.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3.446	0.850	0.70	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	794.400	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0040] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 192.000 mm

· a = β1·c = 163.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 9180000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 199.353 mm

· d" = X - H + d = 119.353 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 3745.440 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 317.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3727.209 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 513.956 kN.m

· eb = Mb / Pb = 137.893 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 396.755 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 466.770 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = -188.663 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 400.000 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 9554.909 kN

∴ a = 396.754 mm ⇒ **가정한 a와 불일치** ∴ **N.G**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9105.504 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fs·As = -149.874 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1173.335 kN.m

· e' = e + X - dc = 122.799 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (320.000 - 466.770) / 466.770

= -0.00094

· ε_t = -0.0009 ≤ 0.002 이므로 압축지배단면 ⇒ Øf = 0.70 적용

∴ Ø Pn = 6688.436 kN > Pu = 69.650 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 23.047 kN.m > Mu = 0.240 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 210.431 kN > Vu = 0.620 kN

· 1/2·Øv·Vc = 105.216 kN > Vu = 0.620 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00248

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.170

· j = 1 - k / 3 = 0.943

· x = k·d = 54.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.030 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 1.043 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 1.043 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 100491.141 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 80536.913 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 80536.913 mn > 250.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 연결부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	528.140	206.640	43.840	284.070
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	720.000	80.000	100.000	720.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
12046.989	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0043] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 432.000 mm

· a = β1·c = 367.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 392.103 mm

· d" = X - H + d = 312.103 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8427.240 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7942.539 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2309.383 kN.m

· eb = Mb / Pb = 290.761 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 57.716 mm로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 67.902 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -283.631 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 56.448 kN

∴ a = 57.716 mm ⇒ 가정한 a와 일치 ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1324.582 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -351.342 kN

· Ts = fs·As = 916.800 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 697.642 kN.m

· e' = e + X - dc = 12359.092 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000071 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (720.000 - 67.902) / 67.902

= 0.02881

· ε_t = 0.0288 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 47.981 kN > Pu = 43.840 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 578.027 kN.m > Mu = 528.140 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 469.484 kN > Vu = 206.640 kN

· 1/2·Øv·Vc = 234.742 kN > Vu = 206.640 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00318

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.190

· j = 1 - k / 3 = 0.937

· x = k·d = 136.800 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.158 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 183.778 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 183.778 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 252.256 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 342.805 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 252.256 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.8 연결부 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	292.270	206.640	70.790	284.070
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	720.000	80.000	100.000	720.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
4128.690	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0043] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 432.000 mm

· a = β1·c = 367.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 392.103 mm

· d" = X - H + d = 312.103 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8427.240 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7942.539 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2309.383 kN.m

· eb = Mb / Pb = 290.761 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 60.686 mm로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 71.395 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -240.389 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 174.160 kN

∴ a = 60.686 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1392.744 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -301.786 kN

· Ts = fs·As = 916.800 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 773.408 kN.m

· e' = e + X - dc = 4440.793 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000003 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (720.000 - 71.395) / 71.395

= 0.02725

· ε_t = 0.0273 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 148.036 kN > Pu = 70.790 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 611.195 kN.m > Mu = 292.270 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 470.610 kN > Vu = 206.640 kN

· 1/2·Øv·Vc = 235.305 kN > Vu = 206.640 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00318

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.190

· j = 1 - k / 3 = 0.937

· x = k·d = 136.800 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.158 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 183.778 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 183.778 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 252.256 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 342.805 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 252.256 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.9 본선접합부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 533.780 KN·m 극 한 축 력 Pu = 224.260 KN
단면의 두께 H = 900.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 800.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm
작 용 편 심 e = 2380.184 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 100mm) : H 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 80mm) : H 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 480.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 408.00 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 20,655,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 449.18 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 9,363,601.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 864,198.6 N
(εsc > εy --> fs = fy = 400.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 916,800.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 9,311,000.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 2,936,487,000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 315.378 mm
e ≥eb -------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 72.689 mm로 가정하면.. a = k1·c = 61.786 mm
εsc = -0.0003 fsc = -60.35 MPa
εsc < 0 ---> 압축측 철근이 인장됨
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·fsc - Ast·fy
= 362,868.9 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dc) + Ast·fst·(d-x)
= 863,694,700.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 2380.184 mm ≒ e = 2380.184 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.03002

0.005 ≤ εt = 0.03002 -------> 인장지배단면

0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.

보정 Ø= 0.85

ØPn = 308.439 KN ≥ Pu = 224.260 KN ∴O.K

ØMn = 734.141 KN·m ≥ Mu = 533.780 KN·m ∴O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00287

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.181

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 144.800 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.028 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 158.830 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 158.830 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 269.563 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 396.651 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 269.563 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 280.240 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 528.864 KN

Øv·Vc = 528.864 KN ≥ Vu = 280.240 KN.. ∴전단철근 필요없음.

12.3.10 본선측구

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 420.430 KN·m 극 한 축 력 Pu = 221.180 KN
단면의 두께 H = 731.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 631.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm
작 용 편 심 e = 1900.850 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 100mm) : H 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 80mm) : H 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 378.600 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 321.81 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 16,776,450.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 364.51 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 7,385,540.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 864,198.6 N
(εsc > εy --> fs = fy = 400.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 916,800.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 7,332,939.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 1,993,959,000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 271.918 mm
e ≥eb -------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 72.508 mm로 가정하면.. a = k1·c = 61.632 mm
εsc = -0.0003 fsc = -61.99 MPa
εsc < 0 ---> 압축측 철근이 인장됨
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·fsc - Ast·fy
= 355,573.2 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dc) + Ast·fst·(d-x)
= 675,891,200.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 1900.850 mm ≒ e = 1900.850 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.02311

0.005 ≤ εt = 0.02311 -------> 인장지배단면

0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.

보정 Ø= 0.85

ØPn = 302.237 KN ≥ Pu = 221.180 KN ∴O.K

ØMn = 574.508 KN·m ≥ Mu = 420.430 KN·m ∴O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00363

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.201

· j = 1 - k / 3 = 0.933

· x = k·d = 126.831 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.880 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 107.341 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 107.341 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 507.393 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 586.915 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 507.393 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 268.230 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 418.704 KN

Øv·Vc = 418.704 KN ≥ Vu = 268.230 KN.. ∴전단철근 필요없음.

12.3.11 본선중앙부(+)

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 153.210 KN·m 극 한 축 력 Pu = 192.510 KN
단면의 두께 H = 900.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 820.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm
작 용 편 심 e = 795.855 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 80mm) : H 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 100mm) : H 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 492.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 418.20 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 20,655,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 450.82 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 9,597,691.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 864,198.6 N
(εsc > εy --> fs = fy = 400.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 916,800.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 9,545,090.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 2,961,551,000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 310.270 mm
e ≥eb -------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 124.860 mm로 가정하면.. a = k1·c = 106.131 mm
εsc = 0.0006 fs = 119.46 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc-0.85·fck) - Ast·fy
= 1,740,105.0 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dc) + Ast·fst·(d-x)
= 1,384,870,000.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 795.854 mm ≒ e = 795.855 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.0167

0.005 ≤ εt = 0.0167 -------> 인장지배단면

0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.

보정 Ø= 0.85

ØPn = 1479.089 KN ≥ Pu = 192.510 KN ∴O.K

ØMn = 1177.140 KN·m ≥ Mu = 153.210 KN·m ∴O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00280

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.179

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 146.780 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 1.018 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 33.466 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 33.466 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 2176.885 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1882.508 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1882.508 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 96.440 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 540.743 KN

Øv·Vc = 540.743 KN ≥ Vu = 96.440 KN.. ∴전단철근 필요없음.

12.3.12 본선중앙부(-)

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 345.160 KN·m 극 한 축 력 Pu = 220.160 KN
단면의 두께 H = 900.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 800.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm
작 용 편 심 e = 1567.769 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 100mm) : H 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 80mm) : H 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 480.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 408.00 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 20,655,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 449.18 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 9,363,601.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 864,198.6 N
(εsc > εy --> fs = fy = 400.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 916,800.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 9,311,000.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 2,936,487,000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 315.378 mm
e ≥eb -------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 79.096 mm로 가정하면.. a = k1·c = 67.231 mm
εsc = 0.0000 fsc = -6.86 MPa
εsc < 0 ---> 압축측 철근이 인장됨
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·fsc - Ast·fy
= 610,441.3 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dc) + Ast·fst·(d-x)
= 957,030,700.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 1567.769 mm ≒ e = 1567.769 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.02734

0.005 ≤ εt = 0.02734 -------> 인장지배단면

0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.

보정 Ø= 0.85

ØPn = 518.875 KN ≥ Pu = 220.160 KN ∴O.K

ØMn = 813.476 KN·m ≥ Mu = 345.160 KN·m ∴O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00287

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.181

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 144.800 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.118 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 101.116 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 101.116 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 552.558 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 623.047 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 552.558 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 166.160 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 528.695 KN

Øv·Vc = 528.695 KN ≥ Vu = 166.160 KN.. ∴전단철근 필요없음.

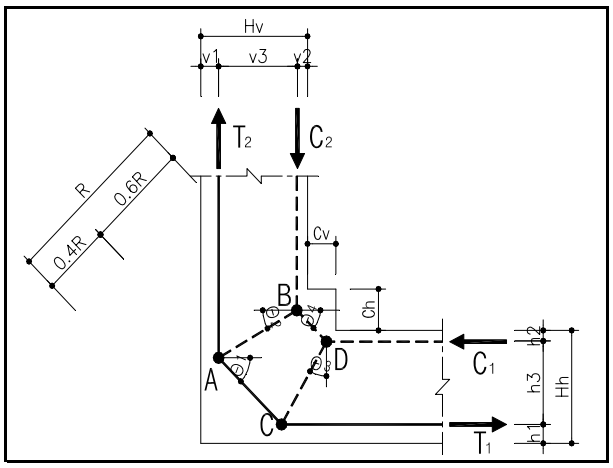
13. 우각부 보강검토

13.1 하부슬래브(램프-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	500.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	320.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	317.970 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1029.56 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

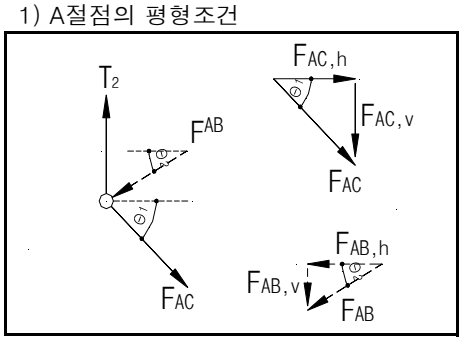
Θ_2 = 52.86°

Θ_3 = 1.80°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

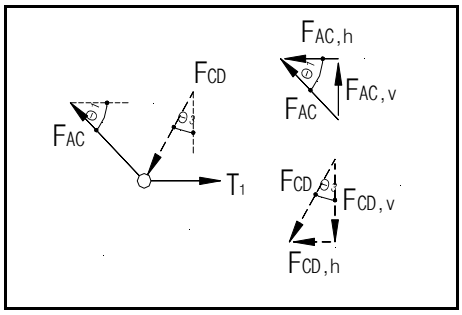
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{317.970}{0.720} =$ 441.625 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{317.970}{0.320} =$ 993.656 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 605.568 kN

식 ⑥ 으로부터

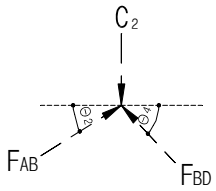
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 605.568 kN

따라서 F_{AC} = **605.568** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 709.292 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 605.568 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 428.412 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**605.568**	타이
AB	**-709.292**	스트럿
BD	**-605.568**	스트럿
CD	**-428.412**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 605.568 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{605,568.168}{0.85 \times 400} = 1,781.08 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(2 cycle)
	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**3,096.80**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 3,096.80 mm^2 > 1,781.08 mm^2 ……O.K

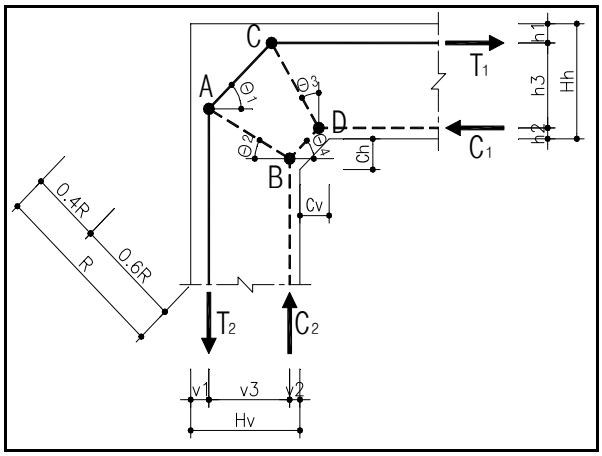
13. 우각부 보강검토

13.2 상부슬래브 (램프 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	800.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	620.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	385.800 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1555.63 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

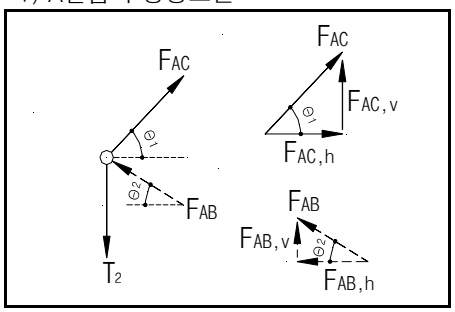
Θ_2 = 36.45°

Θ_3 = 26.44°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

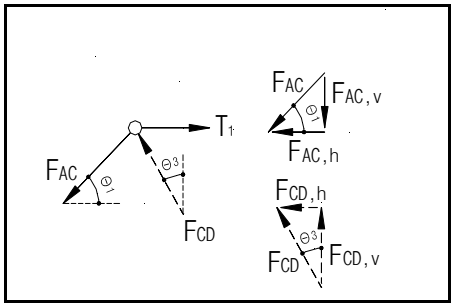
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin \Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos \Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin \Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin \Theta = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3 \Rightarrow F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{385.800}{0.720} =$ 535.833 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{385.800}{0.620} =$ 622.258 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 506.126 kN

식 ⑥ 으로부터

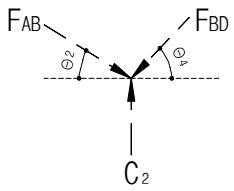
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 506.126 kN

따라서 F_{AC} = **506.126** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 444.944 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

ΣV = 0 :

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 506.126 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 399.684 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	506.126	타이
AB	-444.944	스트럿
BD	-506.126	스트럿
CD	-399.684	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 506.126 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{506,125.781}{0.85 \times 400} = 1,488.61 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(2 cycle)
	= H	19	@	250	=	1,146.00	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**2,694.40**	mm^2	

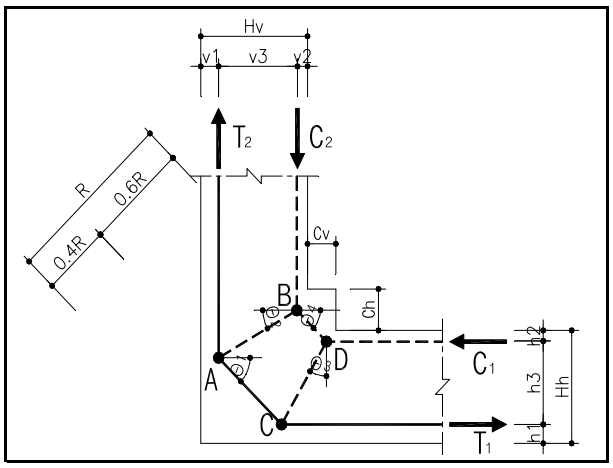
$A_{s,used}$ = 2,694.40 mm^2 > 1,488.61 mm^2 ……O.K

13.3 하부슬래브(본선 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	800.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	620.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	533.780 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1204.16 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

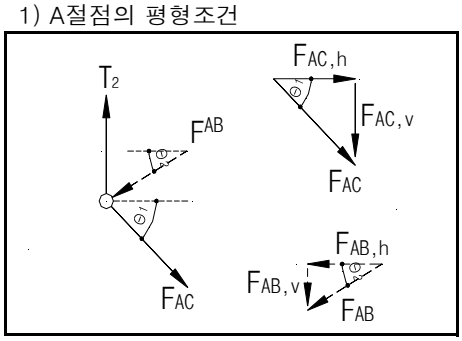
Θ_2 = 21.84°

Θ_3 = 11.65°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

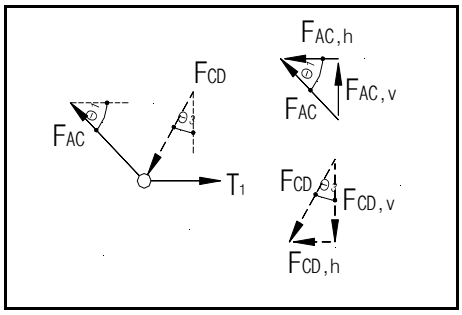
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{533.780}{0.720} =$ 741.361 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{533.780}{0.620} =$ 860.935 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 869.177 kN

식 ⑥ 으로부터

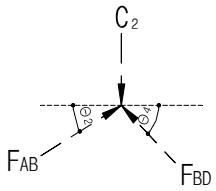
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 869.177 kN

따라서 F_{AC} = **869.177** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 662.129 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 869.177 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 627.537 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**869.177**	타이
AB	**-662.129**	스트럿
BD	**-869.177**	스트럿
CD	**-627.537**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 869.177 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{869,176.789}{0.85 \times 400} = 2,556.40 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	19	@	250	=	1,146.00	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**3,172.80**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 3,172.80 mm^2 > 2,556.40 mm^2 ……O.K

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H		250	=					H		300			
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H		250	=					H		300			
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1600.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

15. 지지력 검토

15.1 하중 산정 : 램프

15.1.1 고정하중

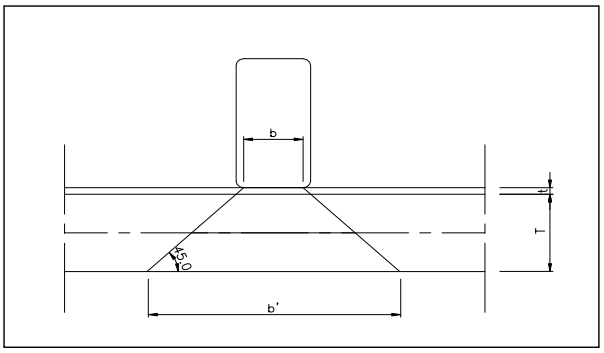
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 612.58 / 16.824 = 36.411 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

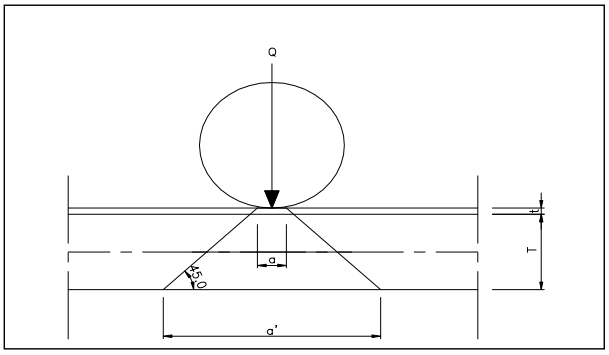


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 900.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.40 m



a' = 0.200 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.10 m

Qz' = 96.000 / (2.400 x 2.100) = 19.048 kN/m^2

15.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 36.411 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 19.048

= 55.459 kN/m^2

220

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 55.459 kN/m^2 < Qa = 480.640 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

15.3 하중 산정 : 본선

15.3.1 고정하중

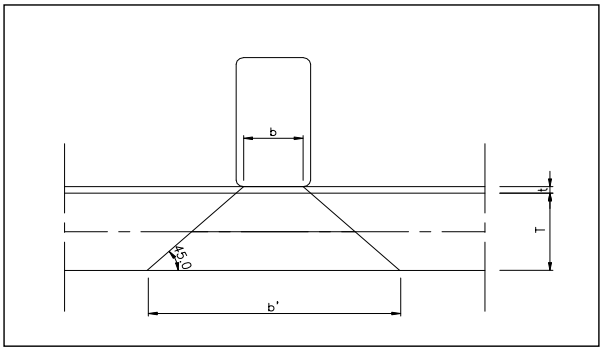
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 491.60 / 19.100 = 25.738 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

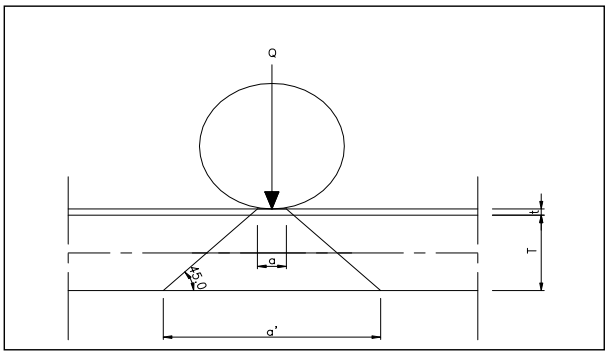


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 900.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.40 m



a' = 0.200 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.10 m

Qz' = 96.000 / (2.400 x 2.100) = 19.048 kN/m^2

15.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 25.738 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 19.048

= 44.786 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

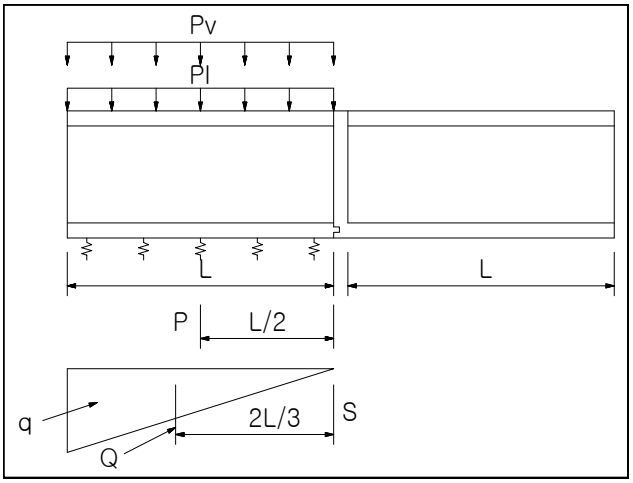
Qmax = 44.786 kN/m^2 < Qa = 544.940 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16. 신축이음부 검토

16-1. 램프

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

Pv = B × H × γt
= 9.212 x 0 x 19.0
= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 : 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

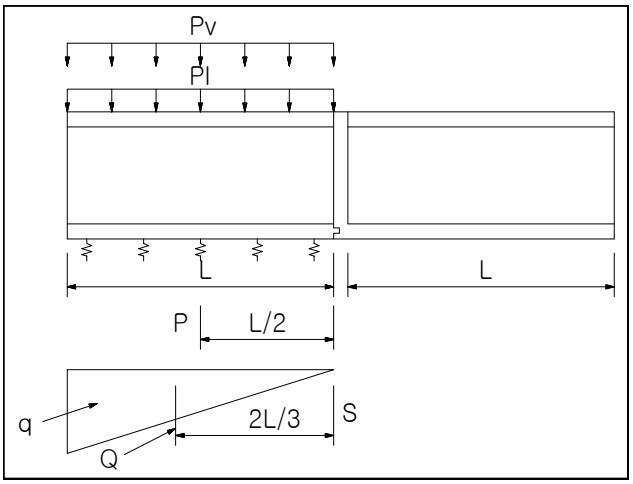
Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN
(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²
☞ 사용철근량 As = D32- 80 EA = 794.2 x 80 = 63,536 mm²

16-2. 본선

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



P = ∑Pl + ∑Pv Q = ∑q

P - S - Q = 0

P × L/2 - Q × 2/3 × L = 0

윗식에서

S = -1/4 × P

Pv = B × H × γt

= 19.1 x 0 x 19.0

= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 ÷ 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN

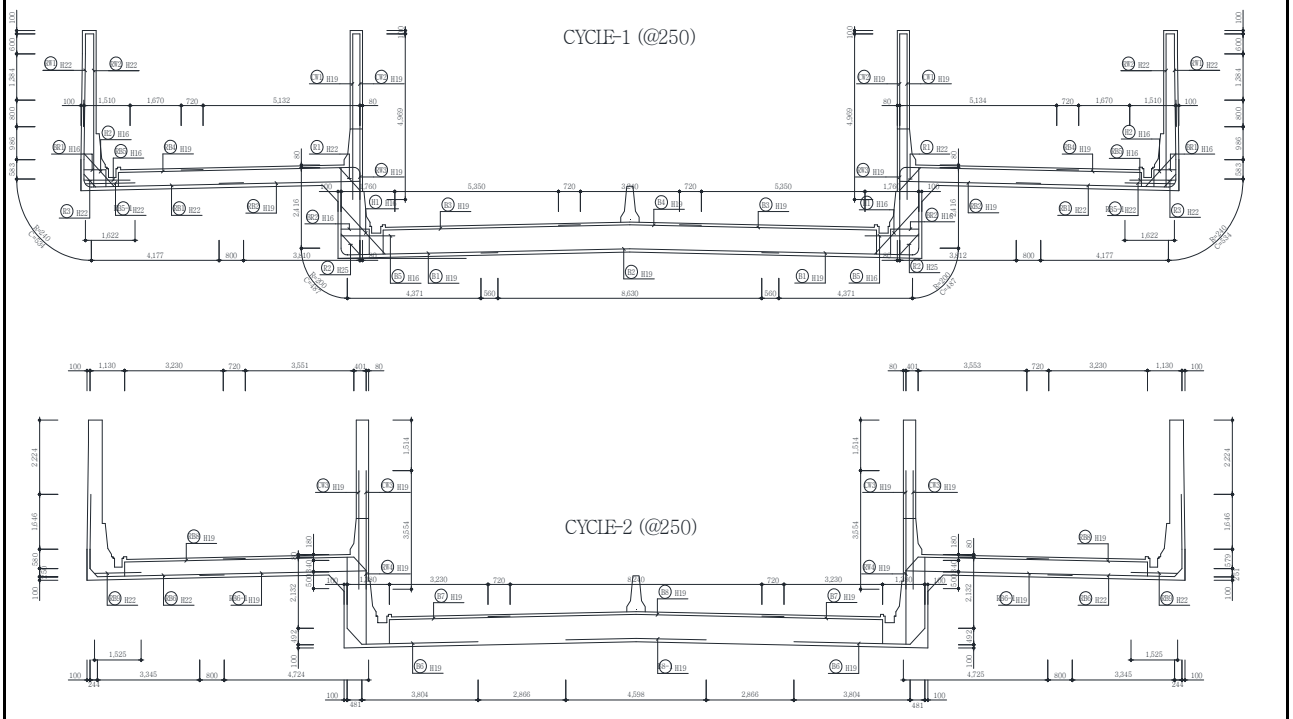
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN

(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 156 EA = 794.2 x 156 = 123,895 mm²

16. 주철근조립도



1.9 U12(STA.0+465.0)

국회대로 지하차도

STA.0+465.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.5 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

$D / B_o \geq 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
$D / B_o < 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 5.3 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8,500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간벽체	외측벽체
상면(벽체외측)	100	80	80	100
하면(벽체내측)	80	100	80	80

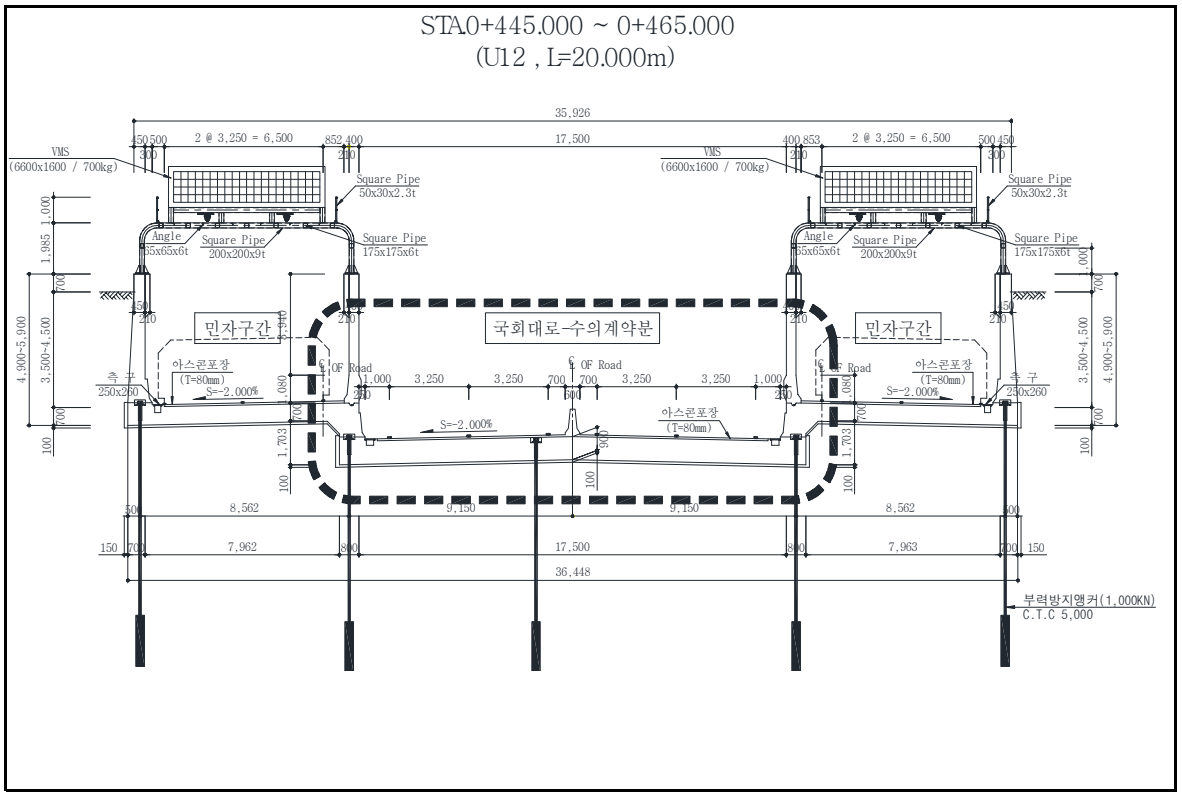
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

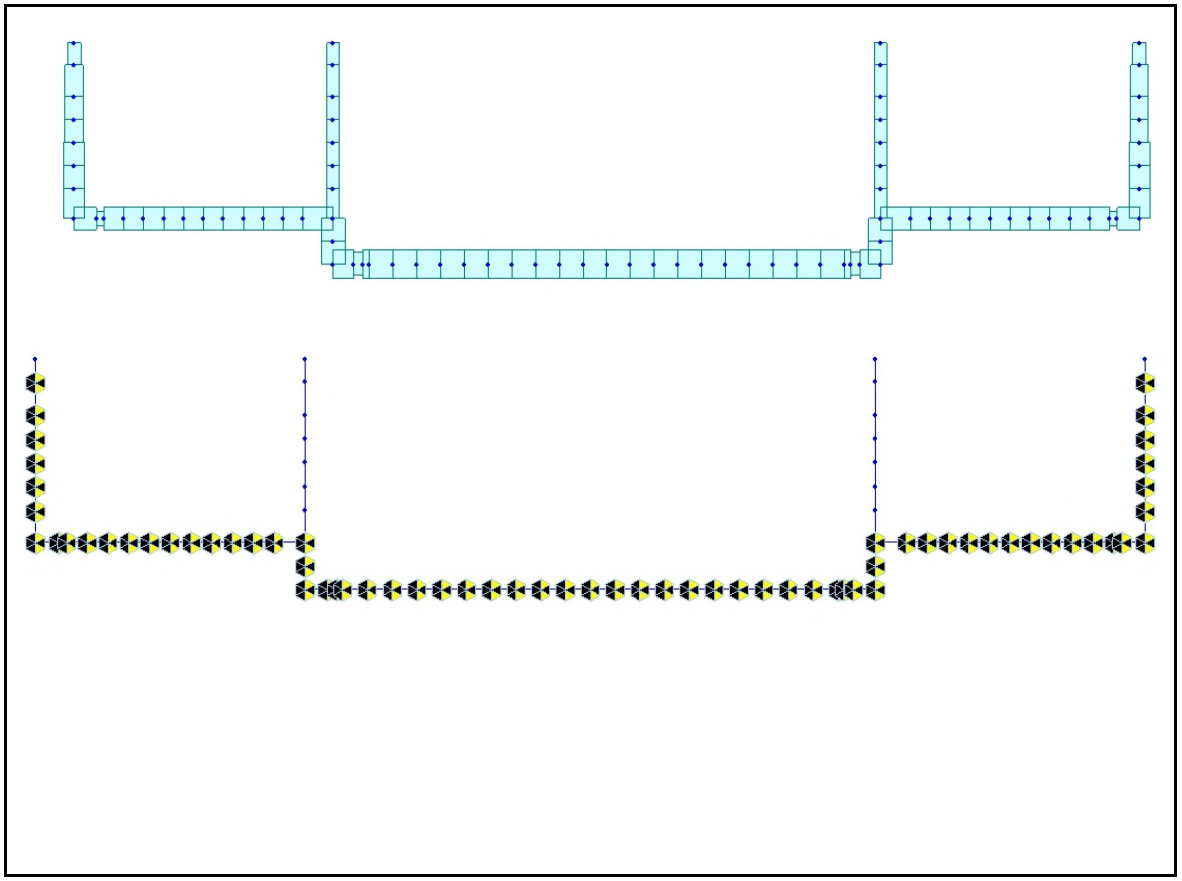
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	2.500	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	6.000	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	17.000	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	4.500	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	0.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 17.224 m = 17.224 m = 6.829 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo}\,(B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho}\,(B_H/0.3)^{-3/4}$

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,154	26,326	4,385	8,775	107,168	5,138	10,283	1,713	3,428
퇴적층(자갈층)	987,663	47,353	94,772	15,784	31,591	385,806	18,497	37,020	6,166	12,340
풍화토	2,201,831	105,566	211,279	35,189	70,426	860,090	41,237	82,531	13,746	27,510
풍화암	5,043,990	241,832	484,002	80,611	161,334	1,970,308	94,466	189,063	31,489	63,021
연 암	18,933,228	907,748	1,816,761	302,583	605,587	7,395,792	354,589	709,672	118,196	236,557
보통암	15,536,147	744,876	1,490,790	248,292	496,930	6,068,807	290,967	582,340	96,989	194,113
경 암	59,590,479	2,857,046	5,718,077	952,349	1,906,026	23,277,531	1,116,034	2,233,624	372,011	744,541

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	12,172	22,825	4,057	7,608	107,168	4,755	8,916	1,585	2,972
퇴적층(자갈층)	987,663	43,820	82,170	14,607	27,390	385,806	17,117	32,098	5,706	10,699
풍화토	2,201,831	97,690	183,185	32,563	61,062	860,090	38,160	71,557	12,720	23,852
풍화암	5,043,990	223,790	419,643	74,597	139,881	1,970,308	87,418	163,923	29,139	54,641
연 암	18,933,228	840,022	1,575,181	280,007	525,060	7,395,792	328,134	615,305	109,378	205,102
보통암	15,536,147	689,302	1,292,556	229,767	430,852	6,068,807	269,258	504,905	89,753	168,302
경 암	59,590,479	2,643,886	4,957,729	881,295	1,652,576	23,277,531	1,032,768	1,936,613	344,256	645,538

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층** , **풍화암**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	47,353	15,784	0.700	0.750	34,331	11,444	30 57
퇴적층(자갈층)	47,353	15,784	0.750	0.250	23,677	7,892	31 56
퇴적층(자갈층)	47,353	15,784	0.250	0.666	21,692	7,231	32 55
퇴적층(자갈층)	47,353	15,784	0.666	0.666	31,547	10,516	33 TO41 46 TO 54
퇴적층(자갈층)	47,353	15,784	0.666	1.000	39,450	13,150	42 45
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.800	0.700	32,865	10,955	1 27
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.700	0.300	21,910	7,303	2 26
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.300	0.200	10,955	3,652	3 25
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.200	0.795	21,801	7,267	4 24
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.795	0.795	34,837	11,612	5 TO 23

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 풍화암 , 연 암 , 보통암]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	70
매립층	26,326	8,775	0.700	1.000	22,377	7,459	68
매립층	26,326	8,775	1.000	0.725	22,706	7,569	66
매립층	26,326	8,775	0.725	0.725	19,086	6,362	64
매립층	26,326	8,775	0.725	0.725	19,086	6,362	62
퇴적층(자갈층)	94,772	31,591	0.725	0.725	68,710	22,903	60
퇴적층(자갈층)	94,772	31,591	0.725	0.950	79,372	26,457	58
퇴적층(자갈층)	94,772	31,591	0.950	0.700	78,187	26,062	30
퇴적층(자갈층)	82,170	27,390	0.700	0.716	58,156	19,385	43
퇴적층(자갈층)	82,170	27,390	0.716	0.716	58,793	19,598	28
퇴적층(자갈층)	82,170	27,390	0.716	0.900	66,373	22,124	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	71
매립층	26,326	8,775	0.700	1.000	22,377	7,459	69
매립층	26,326	8,775	1.000	0.725	22,706	7,569	67
매립층	26,326	8,775	0.725	0.725	19,086	6,362	65
매립층	26,326	8,775	0.725	0.725	19,086	6,362	63
퇴적층(자갈층)	94,772	31,591	0.725	0.725	68,710	22,903	61
퇴적층(자갈층)	94,772	31,591	0.725	0.950	79,372	26,457	59
퇴적층(자갈층)	94,772	31,591	0.950	0.700	78,187	26,062	57
퇴적층(자갈층)	82,170	27,390	0.700	0.716	58,156	19,385	44
퇴적층(자갈층)	82,170	27,390	0.716	0.716	58,793	19,598	29
퇴적층(자갈층)	82,170	27,390	0.716	0.900	66,373	22,124	27

*** 붕괴방지수준**

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	18,497	6,166	0.700	0.750	13,411	4,470	30 57
퇴적층(자갈층)	18,497	6,166	0.750	0.250	9,249	3,083	31 56
퇴적층(자갈층)	18,497	6,166	0.250	0.666	8,474	2,825	32 55
퇴적층(자갈층)	18,497	6,166	0.666	0.666	12,323	4,108	33 TO41 46 TO 54
퇴적층(자갈층)	18,497	6,166	0.666	1.000	15,410	5,137	42 45
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.800	0.700	12,838	4,279	1 27
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.700	0.300	8,559	2,853	2 26
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.300	0.200	4,279	1,426	3 25
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.200	0.795	8,516	2,839	4 24
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.795	0.795	13,608	4,536	5 TO 23

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	70
매립층	10,283	3,428	0.700	1.000	8,741	2,914	68
매립층	10,283	3,428	1.000	0.725	8,869	2,956	66
매립층	10,283	3,428	0.725	0.725	7,455	2,485	64
매립층	10,283	3,428	0.725	0.725	7,455	2,485	62
퇴적층(자갈층)	37,020	12,340	0.725	0.725	26,840	8,947	60
퇴적층(자갈층)	37,020	12,340	0.725	0.950	31,005	10,335	58
퇴적층(자갈층)	37,020	12,340	0.950	0.700	30,542	10,181	30
퇴적층(자갈층)	32,098	10,699	0.700	0.716	22,717	7,572	43
퇴적층(자갈층)	32,098	10,699	0.716	0.716	22,966	7,655	28
퇴적층(자갈층)	32,098	10,699	0.716	0.900	25,927	8,642	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	71
매립층	10,283	3,428	0.700	1.000	8,741	2,914	69
매립층	10,283	3,428	1.000	0.725	8,869	2,956	67
매립층	10,283	3,428	0.725	0.725	7,455	2,485	65
매립층	10,283	3,428	0.725	0.725	7,455	2,485	63
퇴적층(자갈층)	37,020	12,340	0.725	0.725	26,840	8,947	61
퇴적층(자갈층)	37,020	12,340	0.725	0.950	31,005	10,335	59
퇴적층(자갈층)	37,020	12,340	0.950	0.700	30,542	10,181	57
퇴적층(자갈층)	32,098	10,699	0.700	0.716	22,717	7,572	44
퇴적층(자갈층)	32,098	10,699	0.716	0.716	22,966	7,655	29
퇴적층(자갈층)	32,098	10,699	0.716	0.900	25,927	8,642	27

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	–	–
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.13 = 0.074 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.13 = 0.182 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

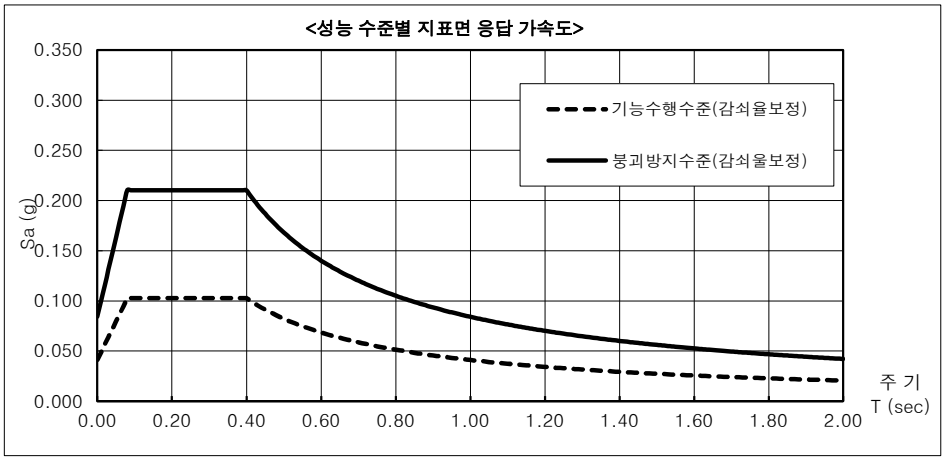
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

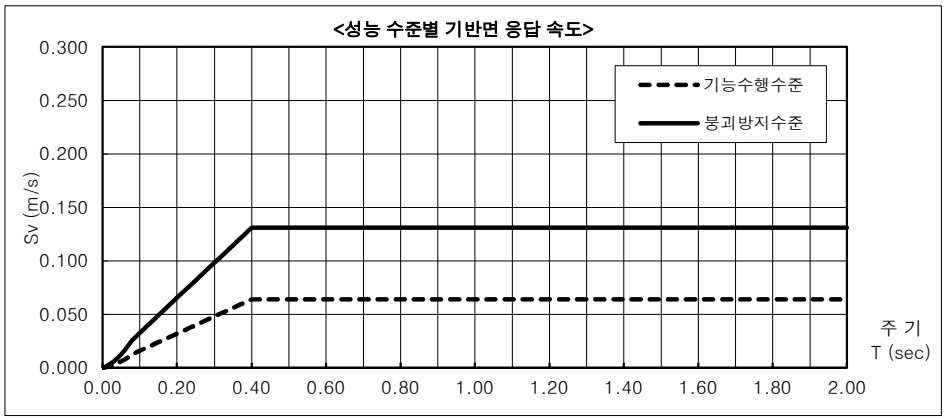
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.500	매립층	-	156	0.064
6.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.083
17.000	풍화토	-	424	0.160
4.500	풍화암	-	631	0.029
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.336

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.336 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.098 g = 0.959 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.064 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.500	매립층	-	156	0.064
6.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.083
17.000	풍화토	-	424	0.160
4.500	풍화암	-	631	0.029
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.336

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.336 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.200 g = 1.963 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.131 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

$U_{h1} = 2 / \pi^2 \cdot Sv \cdot T_s \cdot \cos(\omega_0 \cdot x_1 / v_{sod1})$ 제 1층에서의 변위

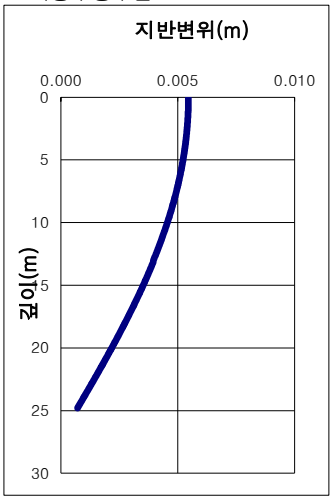
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 8.26 m, H_1 = 25.5 m, H_2 = 4.5 m, γ_1 = 19.6 , γ_2 = 21.0

V_{s0d1} = 366 m/s V_{s0d2} = 631 m/s α = 0.54

ω_0 = 21.355 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 8.260 m

Sv = 0.064 m/s

Ts = 0.42 sec

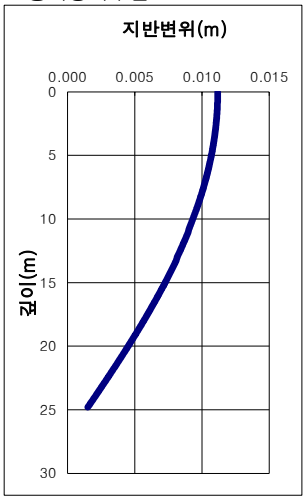
$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.005454 m

$U(Z_B)$=U(Z=8.260m)

= 0.005091 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 8.260 m

Sv = 0.131 m/s

Ts = 0.42 sec

$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.011168 m

$U(Z_B)$=U(Z=6.829m)

= 0.010426 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

*** 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 4,385 \times 0.005454 = \mathbf{23.911}$ kN/m^2 (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 1,713 \times 0.011168 = \mathbf{19.127}$ kN/m^2 (붕괴방지수준)

*** 측벽에 작용하는 지반변위하중**

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z (m)	U(Z) (m)	$U(Z_B)$ (m)	$U(Z)-U(Z_B)$ (m)	K_H (kN/m^3)	P(Z) (kN/m^2)
기능수행수준	70	0.000	0.005454	0.005091	0.000362	0	0.000
	68	0.000	0.005454	0.005091	0.000362	26,326	9.533
	66	1.000	0.005444	0.005091	0.000353	26,326	9.289
	64	1.725	0.005426	0.005091	0.000335	26,326	8.807
	62	2.450	0.005398	0.005091	0.000307	26,326	8.069
	60	3.175	0.005360	0.005091	0.000269	94,772	25.477
	58	3.900	0.005313	0.005091	0.000222	94,772	20.997
	30	4.850	0.005237	0.005091	0.000145	94,772	13.764
	43	4.850	0.005237	0.005091	0.000145	82,170	11.934
	28	5.566	0.005168	0.005091	0.000077	82,170	6.337
	1	6.281	0.005091	0.005091	0.000000	82,170	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	71	0.000	0.005454	0.005091	0.000362	0	0.000
	69	0.000	0.005454	0.005091	0.000362	26,326	9.533
	67	1.000	0.005444	0.005091	0.000353	26,326	9.289
	65	1.725	0.005426	0.005091	0.000335	26,326	8.807
	63	2.450	0.005398	0.005091	0.000307	26,326	8.069
	61	3.175	0.005360	0.005091	0.000269	94,772	25.477
	59	3.900	0.005313	0.005091	0.000222	94,772	20.997
	57	4.850	0.005237	0.005091	0.000145	94,772	13.764
	44	4.850	0.005237	0.005091	0.000145	82,170	11.934
	29	5.566	0.005168	0.005091	0.000077	82,170	6.337
	27	6.281	0.005091	0.005091	0.000000	82,170	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	70	0.000	0.011168	0.010426	0.000742	0	0.000
	68	0.000	0.011168	0.010426	0.000742	10,283	7.626
	66	1.000	0.011149	0.010426	0.000723	10,283	7.431
	64	1.725	0.011111	0.010426	0.000685	10,283	7.045
	62	2.450	0.011054	0.010426	0.000628	10,283	6.455
	60	3.175	0.010977	0.010426	0.000551	37,020	20.380
	58	3.900	0.010880	0.010426	0.000454	37,020	16.796
	30	4.850	0.010724	0.010426	0.000297	37,020	11.010
	43	4.850	0.010724	0.010426	0.000297	32,098	9.546
	28	5.566	0.010584	0.010426	0.000158	32,098	5.069
	1	6.281	0.010426	0.010426	0.000000	32,098	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	71	0.000	0.011168	0.010426	0.000742	0	0.000
	69	0.000	0.011168	0.010426	0.000742	10,283	7.626
	67	1.000	0.011149	0.010426	0.000723	10,283	7.431
	65	1.725	0.011111	0.010426	0.000685	10,283	7.045
	63	2.450	0.011054	0.010426	0.000628	10,283	6.455
	61	3.175	0.010977	0.010426	0.000551	37,020	20.380
	59	3.900	0.010880	0.010426	0.000454	37,020	16.796
	57	4.850	0.010724	0.010426	0.000297	37,020	11.010
	44	4.850	0.010724	0.010426	0.000297	32,098	9.546
	29	5.566	0.010584	0.010426	0.000158	32,098	5.069
	27	6.281	0.010426	0.010426	0.000000	32,098	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 7.388 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 3.694$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 5.910 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 2.955$ kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 7.388 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 3.694$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 5.910 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 2.955$ kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.074 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.182 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.074 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.182 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.260 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.876 = 1.461 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.876 = 3.588 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.700 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 6.829 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.700 × 25.0 × 0.074 × 0.898 = 1.164 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.700 × 25.0 × 0.182 × 0.898 = 2.859 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 좌측벽체 관성력

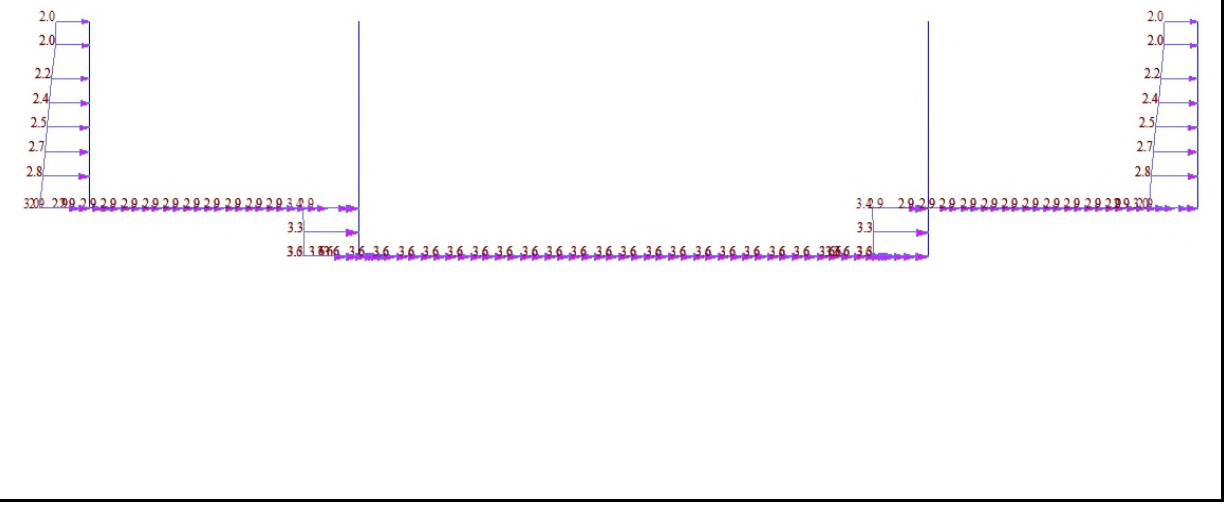
구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	70	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	68	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	66	1.000	0.502	25.0	0.074	0.182	0.985	0.915	2.248
	64	1.725	0.539	25.0	0.074	0.182	0.974	0.973	2.389
	62	2.450	0.576	25.0	0.074	0.182	0.963	1.028	2.526
	60	3.175	0.614	25.0	0.074	0.182	0.952	1.083	2.659
	58	3.900	0.651	25.0	0.074	0.182	0.942	1.135	2.789
	30	4.850	0.700	25.0	0.074	0.182	0.927	1.202	2.953
접합부	43	4.850	0.800	25.0	0.074	0.182	0.927	1.374	3.375
	28	5.566	0.800	25.0	0.074	0.182	0.917	1.358	3.336
	1	6.281	0.800	25.0	0.074	0.182	0.906	1.342	3.297

- 우측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	71	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	69	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	67	1.000	0.502	25.0	0.074	0.182	0.985	0.915	2.248
	65	1.725	0.539	25.0	0.074	0.182	0.974	0.973	2.389
	63	2.450	0.576	25.0	0.074	0.182	0.963	1.028	2.526
	61	3.175	0.614	25.0	0.074	0.182	0.952	1.083	2.659
	59	3.900	0.651	25.0	0.074	0.182	0.942	1.135	2.789
	57	4.850	0.700	25.0	0.074	0.182	0.927	1.202	2.953
접합부	44	4.850	0.800	25.0	0.074	0.182	0.927	1.374	3.375
	29	5.566	0.800	25.0	0.074	0.182	0.917	1.358	3.336
	27	6.281	0.800	25.0	0.074	0.182	0.906	1.342	3.297

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

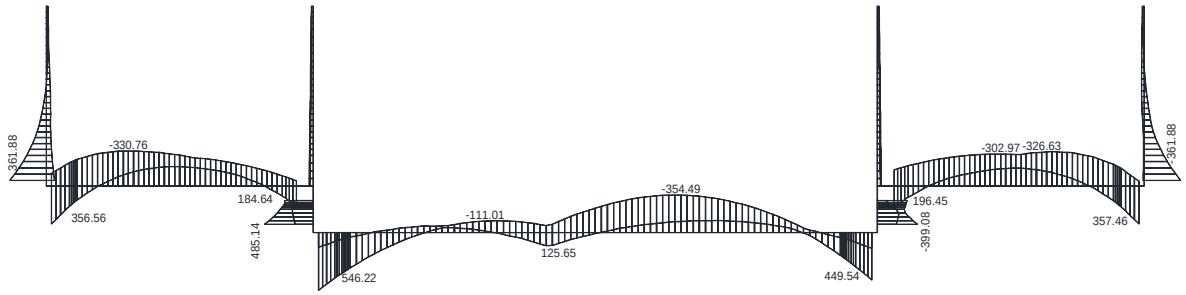
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

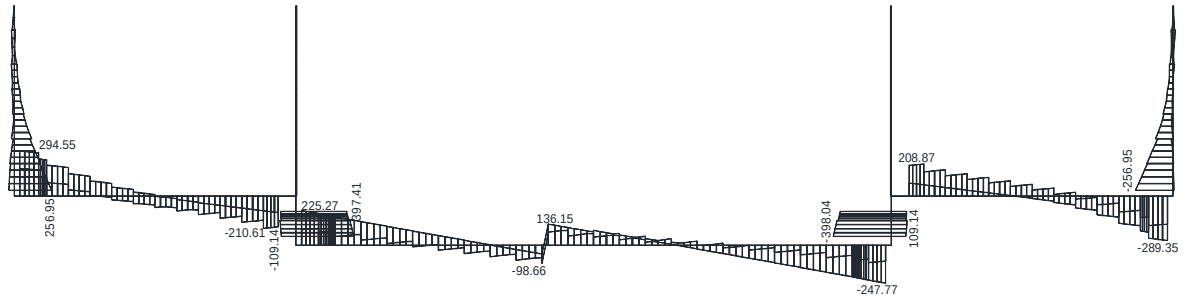
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	앵커하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15~20	LC21	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	1.000	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	1.000	

6. 단면력도

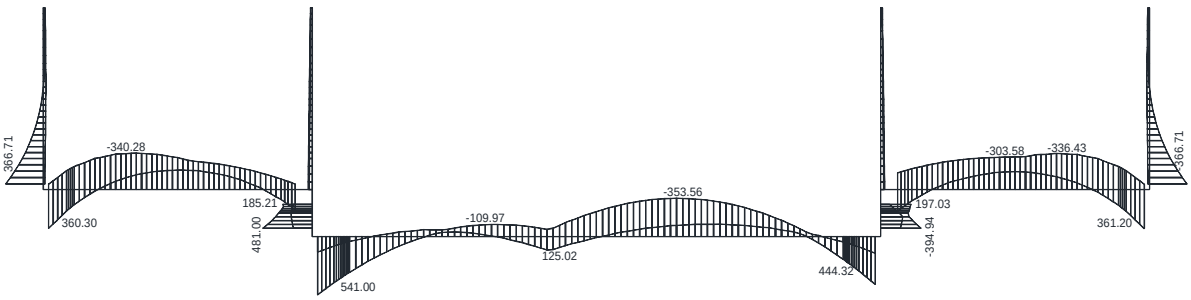
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)



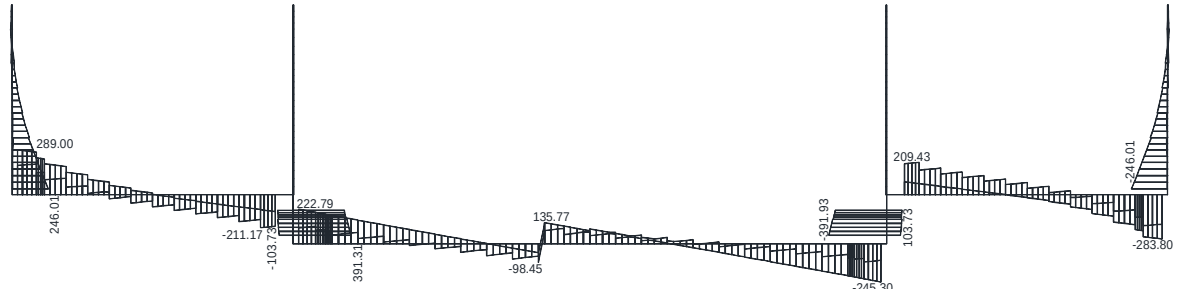
기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 - 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	392.180	-	152.910	-
	램프중앙부	38	J[38]	246.920	-	45.050	-
	램프접합부	43	J[43]	187.640	-	169.920	-
	본선접합부	1	I[1]	543.160	423.030	191.930	-
	본선중앙부(+)	12	1/4	122.200	380.230	66.840	-
	본선중앙부(-)	15	I[14]	335.880	384.700	135.890	-
	램프측구	32	I[31]	225.090	-	247.570	-
	본선측구	2	I[2]	430.120	418.590	228.210	-

7.1.2 벽체: 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	63	I[62]	68.760	97.540	67.580	
		P_{max}	63	I[62]	68.760	97.540	67.580	
	하단	M_{max}	57	I[30]	398.120	158.340	180.170	
		P_{max}	57	I[30]	398.120	158.340	180.170	
연결부 벽체	중앙 정모멘트	M_{max}	74	I[74]	5.460	70.790	4.020	
		P_{max}	74	I[74]	5.460	70.790	4.020	
	하단	M_{max}	29	J[43]	261.270	83.470	373.690	
		P_{max}	29	I[28]	306.360	74.380	373.690	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	395.920	-	152.100	-
	램프중앙부	37	J[37]	284.850	-	47.650	-
	램프접합부	43	J[43]	188.220	-	171.060	-
	본선접합부	1	I[1]	537.940	411.830	203.170	-
	본선중앙부(+)	12	2/4	104.390	377.990	66.460	-
	본선중앙부(-)	15	I[14]	335.250	381.550	135.510	-
	램프측구	32	I[31]	232.020	-	243.450	-
	본선측구	2	I[2]	426.200	408.450	225.930	-

8.1.2 벽체 : 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	63	I[62]	71.550	93.150	70.230	
		P_{max}	63	I[62]	71.550	93.150	70.230	
	하단	M_{max}	57	I[30]	402.950	150.860	174.570	
		P_{max}	57	I[30]	402.950	150.860	174.570	
연결부 벽체	중앙 정모멘트	M_{max}	74	I[74]	5.460	70.790	4.020	
		P_{max}	74	I[74]	5.460	70.790	4.020	
	하단	M_{max}	29	J[43]	262.210	84.040	371.470	
		P_{max}	29	I[28]	307.770	73.430	371.470	

국회대로 지하차도

STA.0+465.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.5 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

$D / B_o \geq 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
$D / B_o < 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : 은10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 5.3 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8{,}500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간벽체	외측벽체
상면(벽체외측)	100	80	80	100
하면(벽체내측)	80	100	80	80

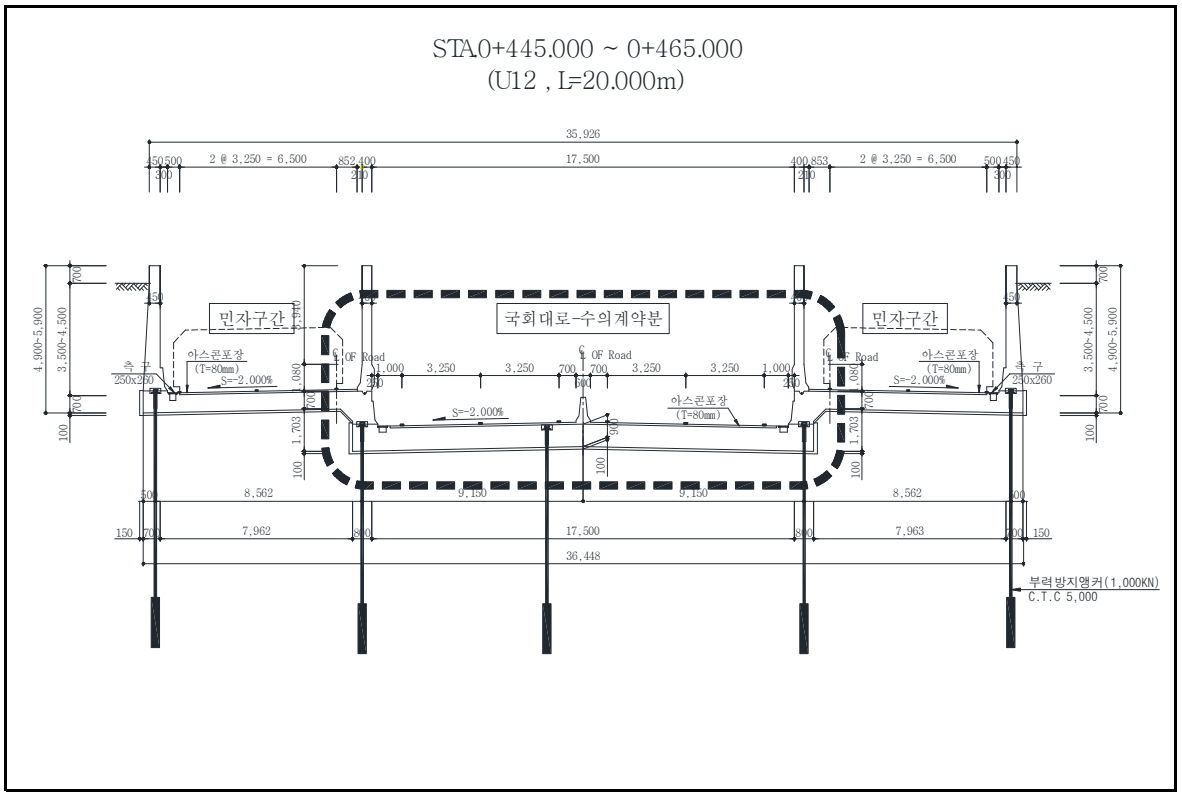
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

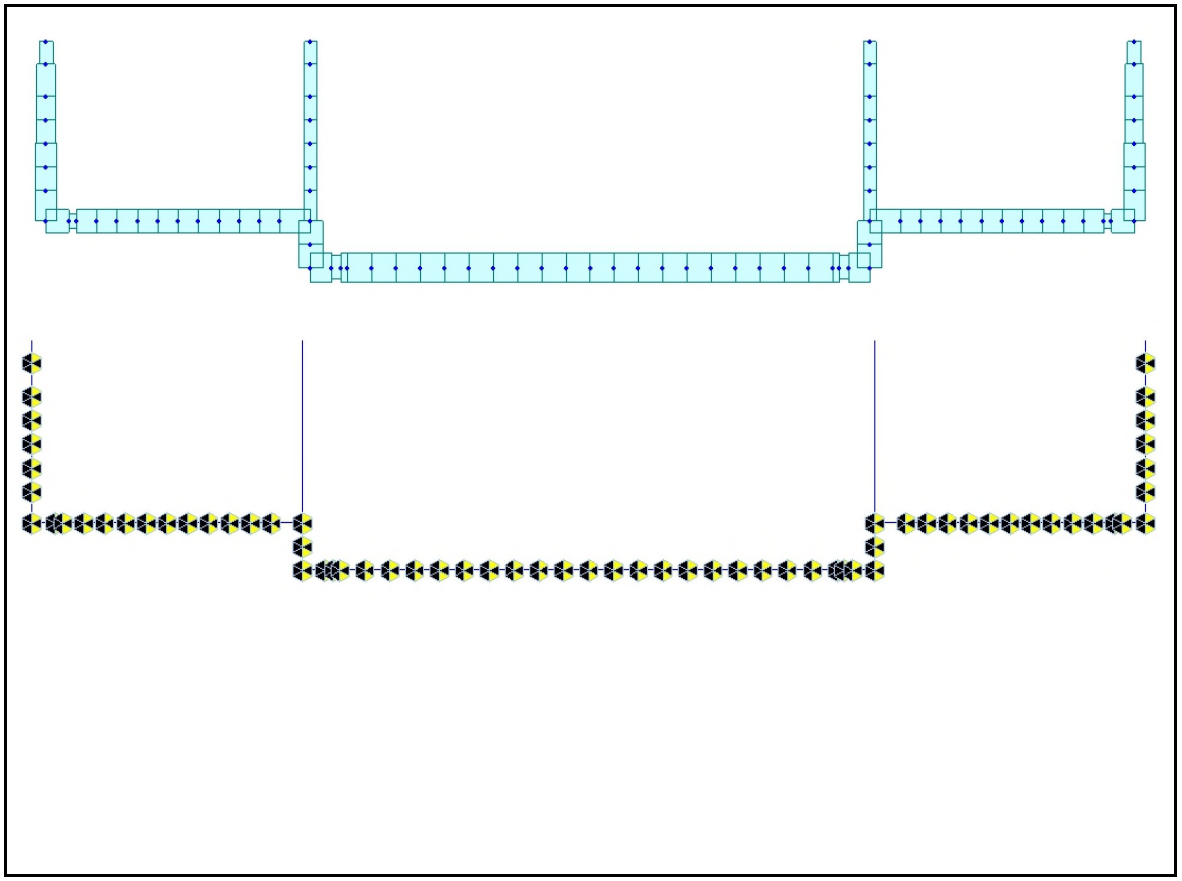
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	2.500	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	6.000	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	17.000	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	4.500	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	0.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 17.224 m = 17.224 m = 6.829 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo}\,(B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho}\,(B_H/0.3)^{-3/4}$

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,154	26,326	4,385	8,775	107,168	5,138	10,283	1,713	3,428
퇴적층(자갈층)	987,663	47,353	94,772	15,784	31,591	385,806	18,497	37,020	6,166	12,340
풍화토	2,201,831	105,566	211,279	35,189	70,426	860,090	41,237	82,531	13,746	27,510
풍화암	5,043,990	241,832	484,002	80,611	161,334	1,970,308	94,466	189,063	31,489	63,021
연 암	18,933,228	907,748	1,816,761	302,583	605,587	7,395,792	354,589	709,672	118,196	236,557
보통암	15,536,147	744,876	1,490,790	248,292	496,930	6,068,807	290,967	582,340	96,989	194,113
경 암	59,590,479	2,857,046	5,718,077	952,349	1,906,026	23,277,531	1,116,034	2,233,624	372,011	744,541

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	12,172	22,825	4,057	7,608	107,168	4,755	8,916	1,585	2,972
퇴적층(자갈층)	987,663	43,820	82,170	14,607	27,390	385,806	17,117	32,098	5,706	10,699
풍화토	2,201,831	97,690	183,185	32,563	61,062	860,090	38,160	71,557	12,720	23,852
풍화암	5,043,990	223,790	419,643	74,597	139,881	1,970,308	87,418	163,923	29,139	54,641
연 암	18,933,228	840,022	1,575,181	280,007	525,060	7,395,792	328,134	615,305	109,378	205,102
보통암	15,536,147	689,302	1,292,556	229,767	430,852	6,068,807	269,258	504,905	89,753	168,302
경 암	59,590,479	2,643,886	4,957,729	881,295	1,652,576	23,277,531	1,032,768	1,936,613	344,256	645,538

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층** , **풍화암**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	47,353	15,784	0.700	0.750	34,331	11,444	30 57
퇴적층(자갈층)	47,353	15,784	0.750	0.250	23,677	7,892	31 56
퇴적층(자갈층)	47,353	15,784	0.250	0.666	21,692	7,231	32 55
퇴적층(자갈층)	47,353	15,784	0.666	0.666	31,547	10,516	33 TO41 46 TO 54
퇴적층(자갈층)	47,353	15,784	0.666	1.000	39,450	13,150	42 45
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.800	0.700	32,865	10,955	1 27
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.700	0.300	21,910	7,303	2 26
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.300	0.200	10,955	3,652	3 25
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.200	0.795	21,801	7,267	4 24
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.795	0.795	34,837	11,612	5 TO 23

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	70
매립층	26,326	8,775	0.700	1.000	22,377	7,459	68
매립층	26,326	8,775	1.000	0.725	22,706	7,569	66
매립층	26,326	8,775	0.725	0.725	19,086	6,362	64
매립층	26,326	8,775	0.725	0.725	19,086	6,362	62
퇴적층(자갈층)	94,772	31,591	0.725	0.725	68,710	22,903	60
퇴적층(자갈층)	94,772	31,591	0.725	0.950	79,372	26,457	58
퇴적층(자갈층)	94,772	31,591	0.950	0.700	78,187	26,062	30
퇴적층(자갈층)	82,170	27,390	0.700	0.716	58,156	19,385	43
퇴적층(자갈층)	82,170	27,390	0.716	0.716	58,793	19,598	28
퇴적층(자갈층)	82,170	27,390	0.716	0.900	66,373	22,124	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	71
매립층	26,326	8,775	0.700	1.000	22,377	7,459	69
매립층	26,326	8,775	1.000	0.725	22,706	7,569	67
매립층	26,326	8,775	0.725	0.725	19,086	6,362	65
매립층	26,326	8,775	0.725	0.725	19,086	6,362	63
퇴적층(자갈층)	94,772	31,591	0.725	0.725	68,710	22,903	61
퇴적층(자갈층)	94,772	31,591	0.725	0.950	79,372	26,457	59
퇴적층(자갈층)	94,772	31,591	0.950	0.700	78,187	26,062	57
퇴적층(자갈층)	82,170	27,390	0.700	0.716	58,156	19,385	44
퇴적층(자갈층)	82,170	27,390	0.716	0.716	58,793	19,598	29
퇴적층(자갈층)	82,170	27,390	0.716	0.900	66,373	22,124	27

*** 붕괴방지수준**

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	18,497	6,166	0.700	0.750	13,411	4,470	30 57
퇴적층(자갈층)	18,497	6,166	0.750	0.250	9,249	3,083	31 56
퇴적층(자갈층)	18,497	6,166	0.250	0.666	8,474	2,825	32 55
퇴적층(자갈층)	18,497	6,166	0.666	0.666	12,323	4,108	33 TO41 46 TO 54
퇴적층(자갈층)	18,497	6,166	0.666	1.000	15,410	5,137	42 45
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.800	0.700	12,838	4,279	1 27
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.700	0.300	8,559	2,853	2 26
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.300	0.200	4,279	1,426	3 25
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.200	0.795	8,516	2,839	4 24
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.795	0.795	13,608	4,536	5 TO 23

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	70
매립층	10,283	3,428	0.700	1.000	8,741	2,914	68
매립층	10,283	3,428	1.000	0.725	8,869	2,956	66
매립층	10,283	3,428	0.725	0.725	7,455	2,485	64
매립층	10,283	3,428	0.725	0.725	7,455	2,485	62
퇴적층(자갈층)	37,020	12,340	0.725	0.725	26,840	8,947	60
퇴적층(자갈층)	37,020	12,340	0.725	0.950	31,005	10,335	58
퇴적층(자갈층)	37,020	12,340	0.950	0.700	30,542	10,181	30
퇴적층(자갈층)	32,098	10,699	0.700	0.716	22,717	7,572	43
퇴적층(자갈층)	32,098	10,699	0.716	0.716	22,966	7,655	28
퇴적층(자갈층)	32,098	10,699	0.716	0.900	25,927	8,642	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.700	0	0	71
매립층	10,283	3,428	0.700	1.000	8,741	2,914	69
매립층	10,283	3,428	1.000	0.725	8,869	2,956	67
매립층	10,283	3,428	0.725	0.725	7,455	2,485	65
매립층	10,283	3,428	0.725	0.725	7,455	2,485	63
퇴적층(자갈층)	37,020	12,340	0.725	0.725	26,840	8,947	61
퇴적층(자갈층)	37,020	12,340	0.725	0.950	31,005	10,335	59
퇴적층(자갈층)	37,020	12,340	0.950	0.700	30,542	10,181	57
퇴적층(자갈층)	32,098	10,699	0.700	0.716	22,717	7,572	44
퇴적층(자갈층)	32,098	10,699	0.716	0.716	22,966	7,655	29
퇴적층(자갈층)	32,098	10,699	0.716	0.900	25,927	8,642	27

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	–	–
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.13 = 0.074 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.13 = 0.182 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

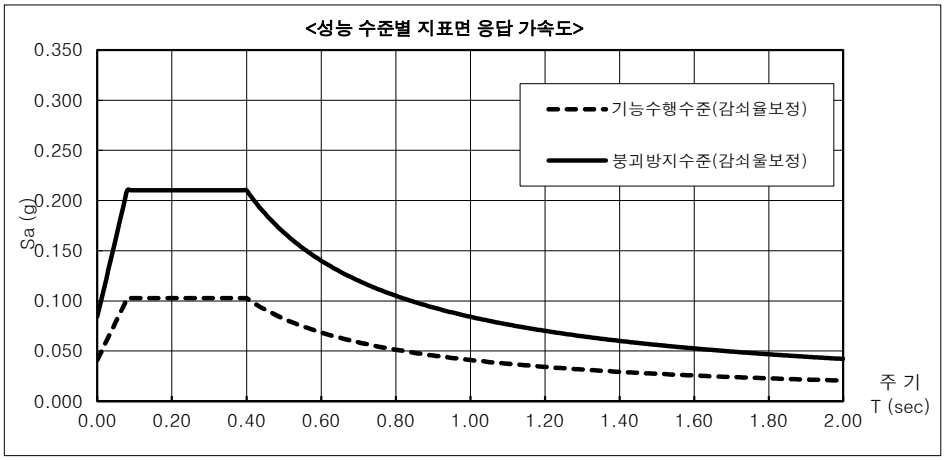
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

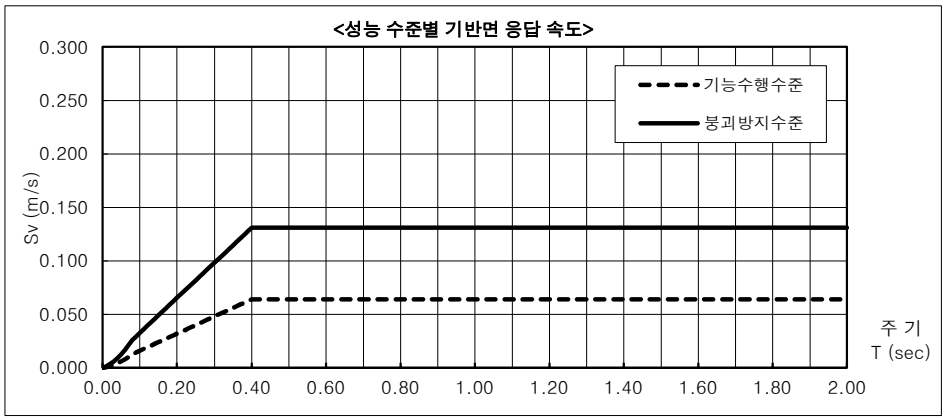
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.500	매립층	-	156	0.064
6.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.083
17.000	풍화토	-	424	0.160
4.500	풍화암	-	631	0.029
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.336

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.336 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.098 g = 0.959 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.064 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.500	매립층	-	156	0.064
6.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.083
17.000	풍화토	-	424	0.160
4.500	풍화암	-	631	0.029
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.336

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.336 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.200 g = 1.963 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.131 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

$U_{h1} = 2 / \pi^2 \cdot Sv \cdot T_s \cdot \cos(\omega_0 \cdot x_1 / v_{sod1})$ 제 1층에서의 변위

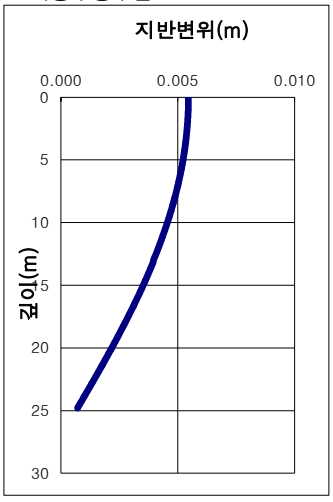
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 8.26 m, H_1 = 25.5 m, H_2 = 4.5 m, γ_1 = 19.6 , γ_2 = 21.0

V_{s0d1} = 366 m/s V_{s0d2} = 631 m/s α = 0.54

ω_0 = 21.355 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 8.260 m

Sv = 0.064 m/s

Ts = 0.42 sec

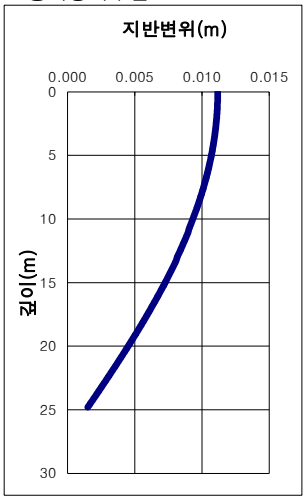
$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.005454 m

$U(Z_B)$=U(Z=8.260m)

= 0.005091 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 8.260 m

Sv = 0.131 m/s

Ts = 0.42 sec

$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.011168 m

$U(Z_B)$=U(Z=6.829m)

= 0.010426 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

*** 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 4,385 \times 0.005454 = \mathbf{23.911}$ kN/m^2 (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 1,713 \times 0.011168 = \mathbf{19.127}$ kN/m^2 (붕괴방지수준)

*** 측벽에 작용하는 지반변위하중**

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z (m)	U(Z) (m)	$U(Z_B)$ (m)	$U(Z)-U(Z_B)$ (m)	K_H (kN/m^3)	P(Z) (kN/m^2)
기능수행수준	70	0.000	0.005454	0.005091	0.000362	0	0.000
	68	0.000	0.005454	0.005091	0.000362	26,326	9.533
	66	1.000	0.005444	0.005091	0.000353	26,326	9.289
	64	1.725	0.005426	0.005091	0.000335	26,326	8.807
	62	2.450	0.005398	0.005091	0.000307	26,326	8.069
	60	3.175	0.005360	0.005091	0.000269	94,772	25.477
	58	3.900	0.005313	0.005091	0.000222	94,772	20.997
	30	4.850	0.005237	0.005091	0.000145	94,772	13.764
	43	4.850	0.005237	0.005091	0.000145	82,170	11.934
	28	5.566	0.005168	0.005091	0.000077	82,170	6.337
	1	6.281	0.005091	0.005091	0.000000	82,170	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	71	0.000	0.005454	0.005091	0.000362	0	0.000
	69	0.000	0.005454	0.005091	0.000362	26,326	9.533
	67	1.000	0.005444	0.005091	0.000353	26,326	9.289
	65	1.725	0.005426	0.005091	0.000335	26,326	8.807
	63	2.450	0.005398	0.005091	0.000307	26,326	8.069
	61	3.175	0.005360	0.005091	0.000269	94,772	25.477
	59	3.900	0.005313	0.005091	0.000222	94,772	20.997
	57	4.850	0.005237	0.005091	0.000145	94,772	13.764
	44	4.850	0.005237	0.005091	0.000145	82,170	11.934
	29	5.566	0.005168	0.005091	0.000077	82,170	6.337
	27	6.281	0.005091	0.005091	0.000000	82,170	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	70	0.000	0.011168	0.010426	0.000742	0	0.000
	68	0.000	0.011168	0.010426	0.000742	10,283	7.626
	66	1.000	0.011149	0.010426	0.000723	10,283	7.431
	64	1.725	0.011111	0.010426	0.000685	10,283	7.045
	62	2.450	0.011054	0.010426	0.000628	10,283	6.455
	60	3.175	0.010977	0.010426	0.000551	37,020	20.380
	58	3.900	0.010880	0.010426	0.000454	37,020	16.796
	30	4.850	0.010724	0.010426	0.000297	37,020	11.010
	43	4.850	0.010724	0.010426	0.000297	32,098	9.546
	28	5.566	0.010584	0.010426	0.000158	32,098	5.069
	1	6.281	0.010426	0.010426	0.000000	32,098	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	71	0.000	0.011168	0.010426	0.000742	0	0.000
	69	0.000	0.011168	0.010426	0.000742	10,283	7.626
	67	1.000	0.011149	0.010426	0.000723	10,283	7.431
	65	1.725	0.011111	0.010426	0.000685	10,283	7.045
	63	2.450	0.011054	0.010426	0.000628	10,283	6.455
	61	3.175	0.010977	0.010426	0.000551	37,020	20.380
	59	3.900	0.010880	0.010426	0.000454	37,020	16.796
	57	4.850	0.010724	0.010426	0.000297	37,020	11.010
	44	4.850	0.010724	0.010426	0.000297	32,098	9.546
	29	5.566	0.010584	0.010426	0.000158	32,098	5.069
	27	6.281	0.010426	0.010426	0.000000	32,098	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 7.388 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 3.694$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 5.910 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 2.955$ kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 7.388 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 3.694$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 5.910 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 2.955$ kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.074 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.182 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.074 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.182 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.260 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.876 = 1.461 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.876 = 3.588 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.700 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 6.829 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.700 × 25.0 × 0.074 × 0.898 = 1.164 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.700 × 25.0 × 0.182 × 0.898 = 2.859 kN/m^2 (붕괴방지수준)

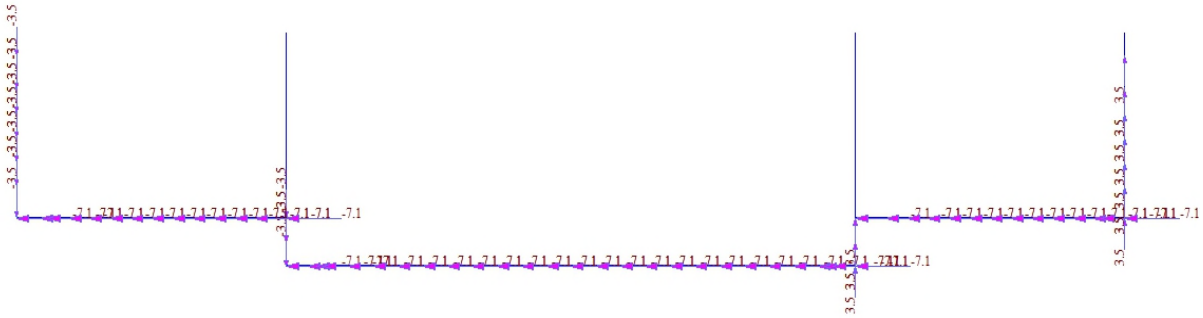
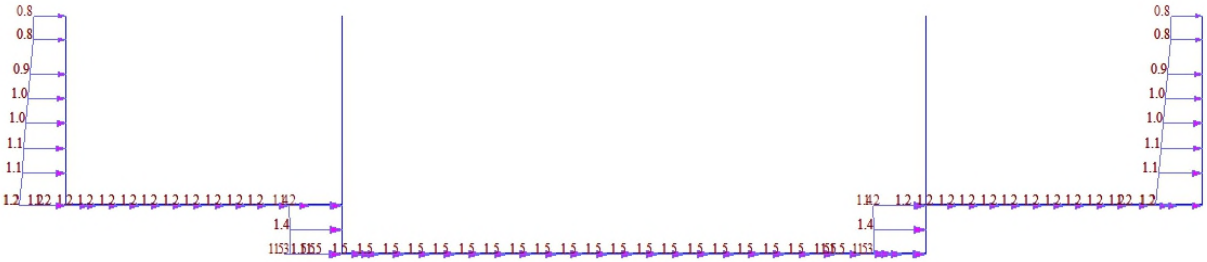
- 좌측벽체 관성력

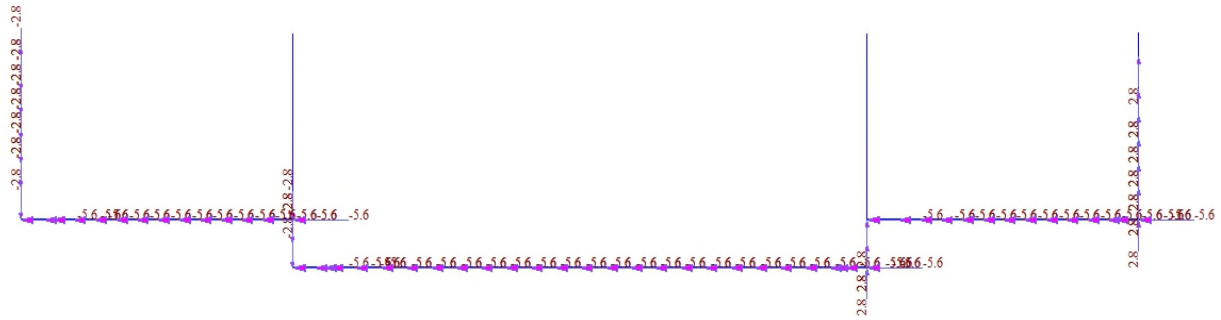
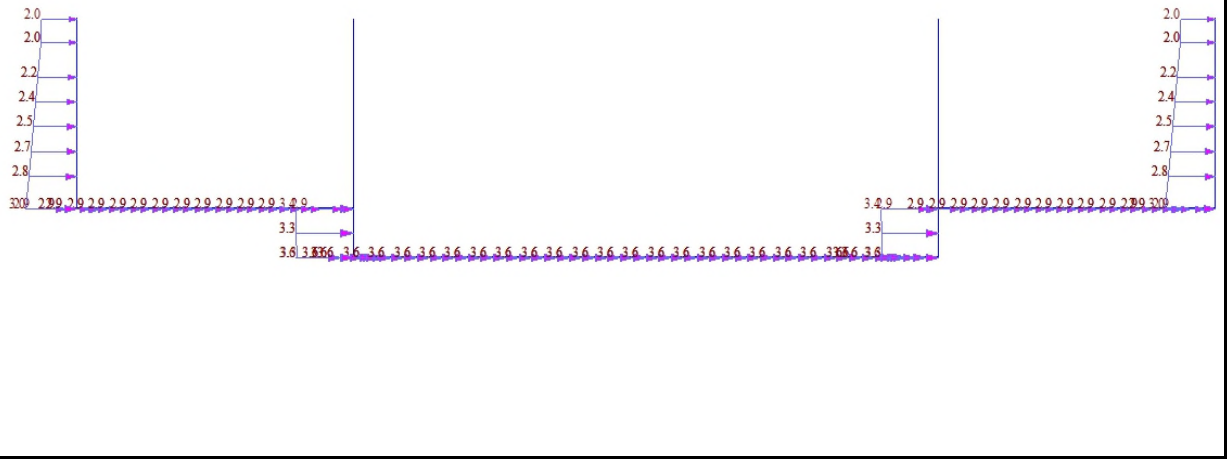
구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	70	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	68	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	66	1.000	0.502	25.0	0.074	0.182	0.985	0.915	2.248
	64	1.725	0.539	25.0	0.074	0.182	0.974	0.973	2.389
	62	2.450	0.576	25.0	0.074	0.182	0.963	1.028	2.526
	60	3.175	0.614	25.0	0.074	0.182	0.952	1.083	2.659
	58	3.900	0.651	25.0	0.074	0.182	0.942	1.135	2.789
	30	4.850	0.700	25.0	0.074	0.182	0.927	1.202	2.953
접합부	43	4.850	0.800	25.0	0.074	0.182	0.927	1.374	3.375
	28	5.566	0.800	25.0	0.074	0.182	0.917	1.358	3.336
	1	6.281	0.800	25.0	0.074	0.182	0.906	1.342	3.297

- 우측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	71	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	69	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	67	1.000	0.502	25.0	0.074	0.182	0.985	0.915	2.248
	65	1.725	0.539	25.0	0.074	0.182	0.974	0.973	2.389
	63	2.450	0.576	25.0	0.074	0.182	0.963	1.028	2.526
	61	3.175	0.614	25.0	0.074	0.182	0.952	1.083	2.659
	59	3.900	0.651	25.0	0.074	0.182	0.942	1.135	2.789
	57	4.850	0.700	25.0	0.074	0.182	0.927	1.202	2.953
접합부	44	4.850	0.800	25.0	0.074	0.182	0.927	1.374	3.375
	29	5.566	0.800	25.0	0.074	0.182	0.917	1.358	3.336
	27	6.281	0.800	25.0	0.074	0.182	0.906	1.342	3.297

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

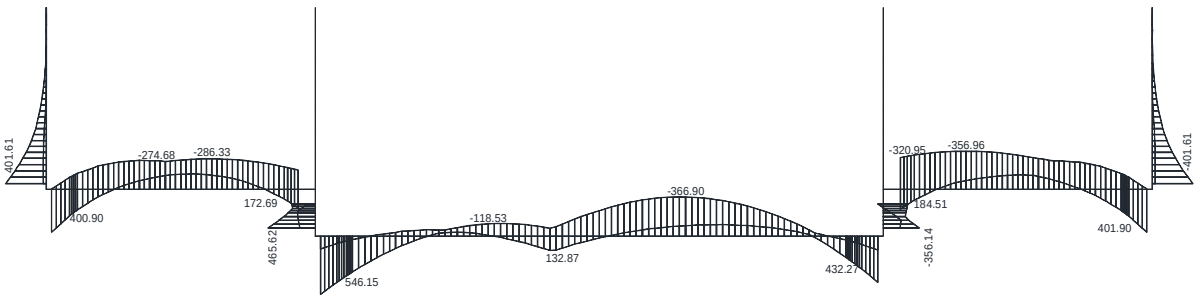
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

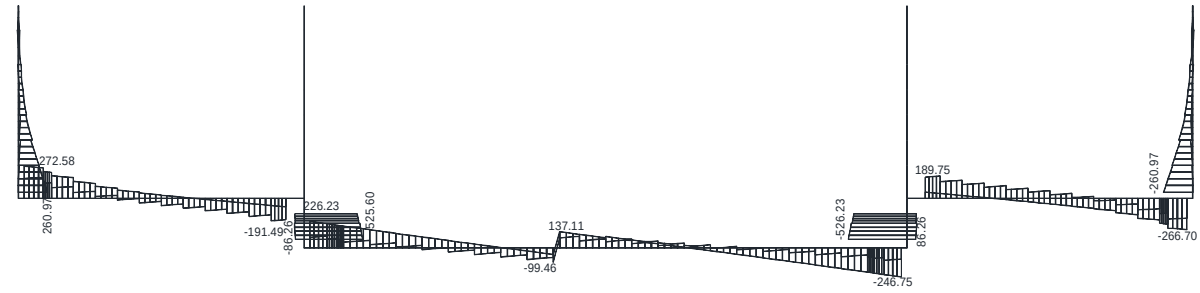
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	앵커하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15~20	LC21	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	1.000	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	1.000	

6. 단면력도

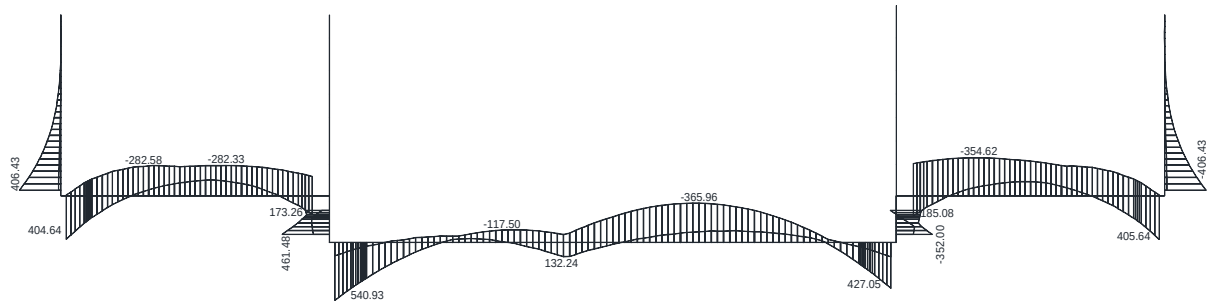
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)



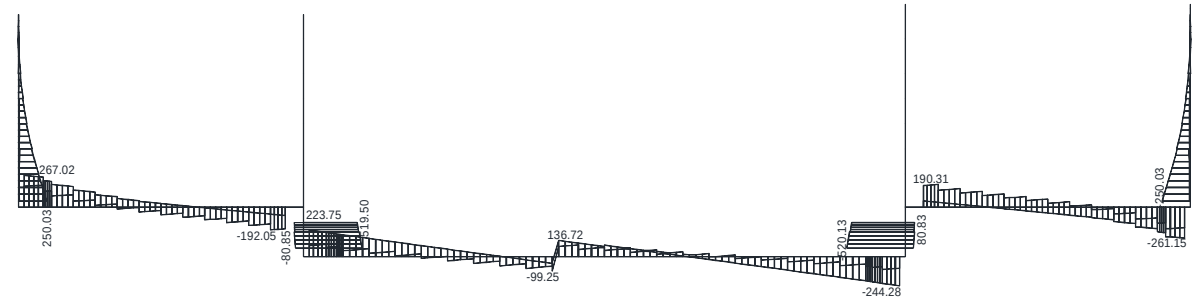
기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 - 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	400.900	-	143.590	-
	램프중앙부	38	J[38]	285.520	-	44.780	-
	램프접합부	43	3/4	188.750	-	154.270	-
	본선접합부	1	I[1]	546.150	551.220	193.140	-
	본선중앙부(+)	12	J[13]	160.760	508.420	68.060	-
	본선중앙부(-)	16	I[14]	365.900	506.700	137.110	-
	램프측구	32	I[31]	248.670	-	227.220	-
	본선측구	2	I[2]	432.780	546.790	226.640	-

7.1.2 벽체: 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	63	I[62]	63.300	63.820	71.600	
		P_{max}	63	I[62]	63.300	63.820	71.600	
	하단	M_{max}	57	I[30]	401.610	124.620	184.190	
		P_{max}	57	I[30]	401.610	124.620	184.190	
연결부 벽체	중앙 정모멘트	M_{max}	74	I[74]	0.000	37.070	0.000	
		P_{max}	74	I[74]	0.000	37.070	0.000	
	하단	M_{max}	29	J[43]	232.380	94.920	492.070	
		P_{max}	29	I[28]	265.320	85.820	492.070	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	404.640	-	142.780	-
	램프중앙부	37	J[37]	277.720	-	47.380	-
	램프접합부	43	3/4	189.260	-	155.400	-
	본선접합부	1	I[1]	540.930	540.020	190.980	-
	본선중앙부(+)	12	J[13]	160.440	506.190	67.670	-
	본선중앙부(-)	16	I[14]	365.010	505.250	136.720	-
	램프측구	32	I[31]	255.610	-	223.100	-
	본선측구	2	I[2]	428.860	536.640	224.360	-

8.1.2 벽체 : 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	63	I[62]	66.100	59.430	74.250	
		P_{max}	63	I[62]	66.100	59.430	74.250	
	하단	M_{max}	57	I[30]	406.430	117.140	178.590	
		P_{max}	57	I[30]	406.430	117.140	178.590	
연결부 벽체	중앙 정모멘트	M_{max}	74	I[74]	0.000	37.070	0.000	
		P_{max}	74	I[74]	0.000	37.070	0.000	
	하단	M_{max}	29	J[43]	233.310	95.480	489.850	
		P_{max}	29	I[28]	266.730	84.870	489.850	

국회대로 지하차도

STA.0+465.000

▣ 설계요약

1. 기초검토

구 분	지지층	Qmax(kN/㎡)	Qa(kN/㎡)	비 고
램프	퇴적층	64.75	510.68	O.K
본선	퇴적층	43.74	557.74	O.K

2. 부력검토

구 분	B(양압력), kN/m	R(저항력), kN/m	S.F	비 고
본 체	1818.029	1161.806	0.639	부력앵커 적용
	1818.029	2161.806	1.189	O.K

3. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	519.66	307.86		395.92	519.66	274.78	778.25		1.00	0.700 0.600	0.100	H25@250 + H25@250		1.50	348.67	125.00
	램프 중앙부	879.41	279.63		284.85	879.41	205.60	1005.09		1.00	0.700 0.620	0.080	H29@250 + H29@250		1.14	865.42	125.00
	램프 접합부	1286.99	159.32		188.22	1286.99	171.67	1549.63		1.00	0.700 0.620	0.080	H29@250 + H29@250 H25@250 + H25@250		1.20	2177.02	125.00
	본선 접합부	842.74	341.75	1390.59	543.16	842.74	371.53	1898.69		1.00	0.900 0.800	0.100	H22@250 + H22@250		2.25	308.99	125.00
	본선 중앙부 (+)	473.73	66.17	1524.74	122.20	473.73	66.84	1926.20		1.00	0.900 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		4.07	1684.00	125.00
	본선 중앙부 (-)	646.38	245.89	1538.05	335.88	646.38	174.54	2121.29		1.00	0.900 0.800	0.100	H19@250 + H19@250		3.28	1684.00	125.00
	램프 측구	343.04	163.85		232.02	343.04	327.56	461.26	534.25	1.00	0.470 0.370	0.100	H25@250 + H25@250	H16@150 - 2EA	1.34	424.64	125.00
	본선 측구	665.64	259.96	1390.59	430.12	665.64	355.98	1415.19		1.00	0.730 0.630	0.100	H22@250 + H22@250		2.13	323.20	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
외측벽체	중앙부(-) Mmax	66.22	34.86	97.54	71.55	71.55	101.63	892.91		1.00	0.592 0.492	0.100	H25@250 + H25@250		12.48	3259.52	125.00
	중앙부(-) Pmax	5.56	34.86	104.62	71.55	5.56	101.63	478.42		1.00	0.592 0.492	0.100	H25@250 + H25@250		86.05	3259.52	125.00
	하단부 Mmax	519.45	316.38	140.85	402.95	519.45	234.10	841.32		1.00	0.700 0.600	0.100	H25@250 + H25@250		1.62	333.36	125.00
	하단부 Pmax	519.45	316.38	158.34	402.95	402.95	234.10	872.83		1.00	0.700 0.600	0.100	H25@250 + H25@250		2.17	333.36	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
연결부벽체	중앙부(-) Mmax	40.45	33.69	103.89	5.46	40.45	4.02	181.11		1.00	0.400 0.320	0.080	H16@250 + H@		4.48	380.54	250.00
	중앙부(-) Pmax	40.37	33.69	103.89	5.46	40.37	4.02	181.29		1.00	0.400 0.320	0.080	H16@250 + H@		4.49	380.54	250.00
	하단부 Mmax	619.50	256.90	139.04	262.21	619.50	1481.86	181.11		1.00	0.800 0.720	0.080	H29@250 + H29@250	H22@150 - 2EA	4.48	380.54	250.00
	하단부 Pmax	230.92	256.90	155.88	307.77	230.92	1481.86	181.29		1.00	0.800 0.720	0.080	H29@250 + H29@250	H22@150 - 2EA	4.49	380.54	250.00

4. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

4.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H		250						H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H		250	=					H		300			
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H		250						H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1600.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 지지력검토
16. 신축이음부 검토
17. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 U-TYPE 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 0.000 m	GL -5.300m	모래	28MPa	지반조사보고서 참고

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	E_c = 8,500 x $\sqrt[3]{(\ fck + 4\ )}$ = 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

ST

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.7 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

1.8 사용프로그램

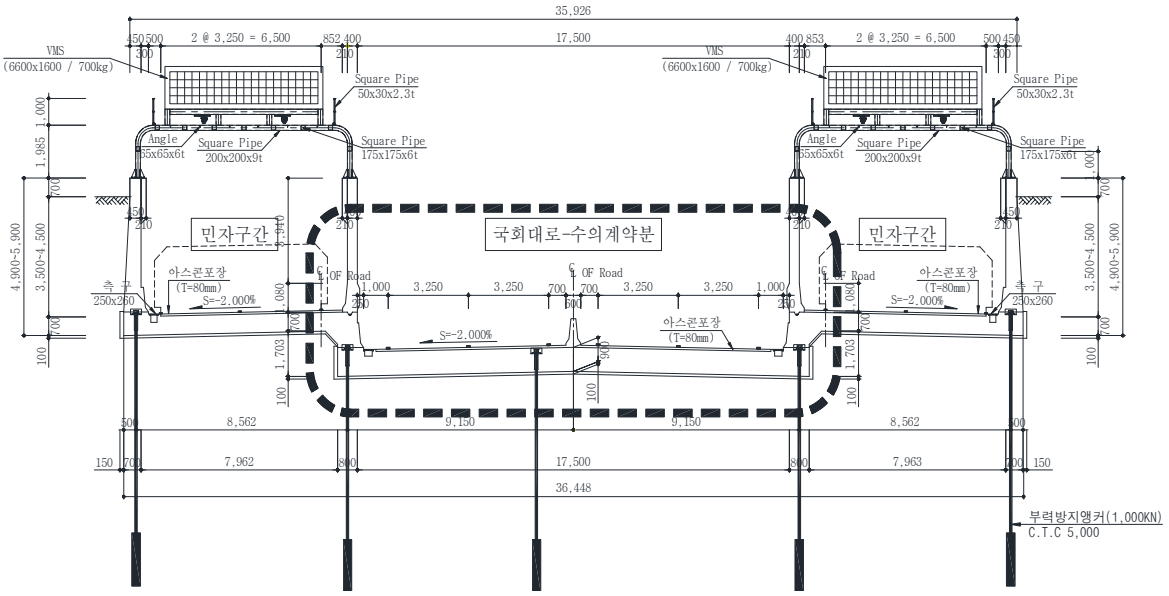
- MIDAS Civil 2009

1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

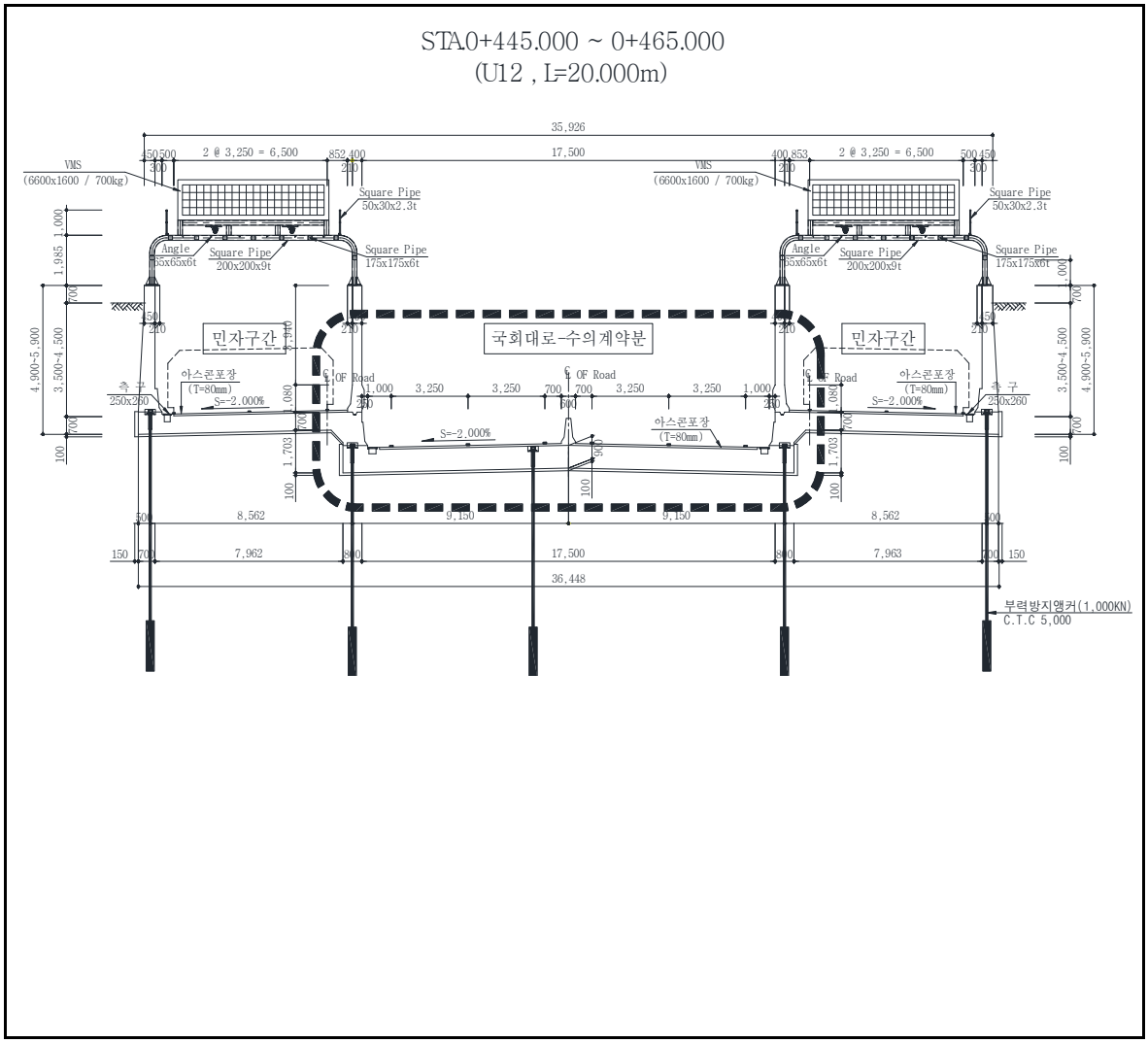
2. 단면가정

STA.0+445.000 ~ 0+465.000
(U12 , L=20.000m)



STA

3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과 : 램프

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	191.000	1,100.490	지하수위를 5.238m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -5.3m)	292.039	1,100.490	F.S = 3.768 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	1,818.029	2,161.806	F.S = 1.189 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토

3.2.1 굴착고 : 6.829 m

3.2.2 부력 작용폭 : 19.100 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 19.100 m = 191.000 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 0.00 = 0.000 Hw kN/m

= 191.000 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

3.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 1100.490 + 0.000 + 0.000 = 1100.490 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W1 (구체자중) : 램프

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.700	×	9.412	×	2	EA	=	329.420	kN/m
2)	벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.450	×	5.200	×	2	EA	=	117.000	kN/m
3)	벽체 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.250	×	4.500	× 2 EA	=	28.125	kN/m
4)	헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.500	×	0.500	× 2 EA	=	6.250	kN/m
5)	벽체 방호벽 1-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
6)	벽체 방호벽 1-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 1-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 1-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 1-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
5)	벽체 방호벽 2-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	5.020	× 2 EA	=	100.400	kN/m
6)	벽체 방호벽 2-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 2-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 2-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 2-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
10)	벽체 방호벽 2-6	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	3.210	×	0.210	× 4 EA	=	33.705	kN/m
							Σ					=	628.850	kN/m

(2) W1 (구체자중) : 본선

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	19.100	×	1	EA	=	429.750	kN/m
2)	벽체	:	25.0	KN/m^3	×	0.800	×	0.631	×	2	EA	=	25.240	kN/m
3)	공동구 방호벽 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.050	×	1.080	× 2 EA	=	2.700	kN/m
4)	공동구 방호벽 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
5)	공동구 방호벽 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
6)	공동구 방호벽 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
7)	공동구 방호벽 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
8)	중앙분리대 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
9)	중앙분리대 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
10)	중앙분리대 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
11)	중앙분리대 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
12)	중앙분리대 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	471.640	kN/m

(3) W_2 (상재하중) : 없음

(4) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{1100.490}{191.000\ Hw} \geq 1.1 \Rightarrow H \leq 5.238\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 5.238m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (지하수위 : G.L-5.3m)

3.3.1 굴착고 : 6.829 m

3.3.2 부력 작용폭 : 19.100 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 1.529 × 19.100 = 292.039 KN/m

10.000 × 1.000 × 0.000 = 0.000 KN/m

= 292.039 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 1100.490 + 0.000 + 0.000 = 1100.490 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 1100.490 KN/m

② 헌치

(0.000 × 0.000)× 1/2 × 2 EA × 0.000 = 0.000 kN/m

TOTAL = 1100.490 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 0.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 0.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 0.000 ² + 10.0 × 0.000 ²

+ 2 × 19.0 × 0.000 × 0.000)× tan 20° = 0.000 kN/m

3.3.5 안정검토

$F_s = \frac{R}{U} = \frac{1100.490}{292.039} = 3.768 \geq 1.200$ ∴ O.K

3.4 완공후 부력검토 (극한수위 : G.L -1.0m)

(1) 구체자중 : 램프

	1) 하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.700	×	9.412	×	2	EA	=	329.420	kN/m
	2) 벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.450	×	5.200	×	2	EA	=	117.000	kN/m
	3) 벽체 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.250	×	4.500	× 2 EA	=	28.125	kN/m
	4) 헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.500	×	0.500	× 2 EA	=	6.250	kN/m
	5) 벽체 방호벽 1-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
	6) 벽체 방호벽 1-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
	7) 벽체 방호벽 1-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
	8) 벽체 방호벽 1-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
	9) 벽체 방호벽 1-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
	5) 벽체 방호벽 2-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	5.020	× 2 EA	=	100.400	kN/m
ST	6) 벽체 방호벽 2-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
	7) 벽체 방호벽 2-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
	8) 벽체 방호벽 2-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
	9) 벽체 방호벽 2-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
	10) 벽체 방호벽 2-6	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	3.210	×	0.210	× 4 EA	=	33.705	kN/m
							Σ					=	628.850	kN/m

(2) 구체자중 : 본선

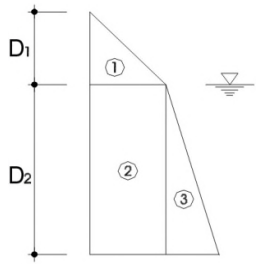
	1) 하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	19.100	×	1	EA	=	429.750	kN/m
	2) 벽체	:	25.0	KN/m^3	×	0.800	×	0.631	×	2	EA	=	25.240	kN/m
	3) 공동구 방호벽 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.050	×	1.080	× 2 EA	=	2.700	kN/m
	4) 공동구 방호벽 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
	5) 공동구 방호벽 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
	6) 공동구 방호벽 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
	7) 공동구 방호벽 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
	8) 중앙분리대 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
	9) 중앙분리대 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
	10) 중앙분리대 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
	11) 중앙분리대 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
	12) 중앙분리대 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	471.640	kN/m

(2) 연직하중

1) 아스팔트	23.000	kN/m^3	×	33.324	m	×	0.080	m			=	61.316	kN/m
					Σ						=	61.316	kN/m

(3) 측면마찰력 $[2\cdot C\cdot D] + [K_u\cdot\gamma\cdot D^2\cdot\tan\delta]$ 여기서 C=0 이므로 [2·C·D] 항목은 제외

토압분포



1) $(K_o\cdot\gamma_t\cdot D_1) \times (1/2) \times D_1 \times \tan\delta \times 1EA$

(0.455 × 20.000 kN/m³ × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

2) $(K_o\cdot\gamma_t\cdot D_1) \times D_2 \times \tan\delta \times 1EA$

(0.455 × 20.000 kN/m³ × 0.000 m) × 0.000 m

× 0.000 × 2 EA = - kN/m

3) $(K_o\cdot\gamma_{sub}\cdot D_2) \times (1/2) \times D_2 \times \tan\delta \times 1EA$

(0.455 × 11.000 kN/m³ × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

Σ = - kN/m

(4) 양압력

양압력	:	10.000	KN/m³	×	4.200	m	×	17.224	m	= 723.408 kN/m
양압력	:	10.000	KN/m³	×	5.731	m	×	19.100	m	= 1,094.621 kN/m
							Σ			= 1,818.029 kN/m

(5) 안전율

$$\text{안전율(S.F)} = \frac{(\ 1100.490 + 61.316 + 0.000\ )}{1818.029} = 0.639 < 1.05$$ **N.G**

∵ 부력앵커를 설치해야함

(6) 소요 부력 ANCHOR 작용력

Preq = 1818.029 × 1.05 − 1161.806 = 747.12 kN/m

(7) 사용 부력 ANCHOR 작용력

부반력 앵커 인장력 : 1000 kN

앵커 종방향 C.T.C : 5.00 m

Puse = 1000.000 × 1.0 / 5.000 × 5 EA = 1000.00 kN/m > 747.12 kN/m

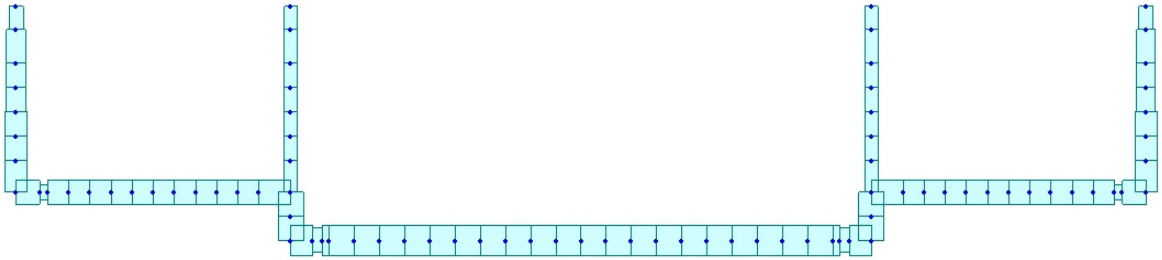
(8) 부력앵커 설치 후 안전율

$$\text{안전율(S.F)} = \frac{(\ 1100.490 + 61.316 + 1000.000\ )}{1818.029} = 1.189 \geq 1.05$$ **O.K**

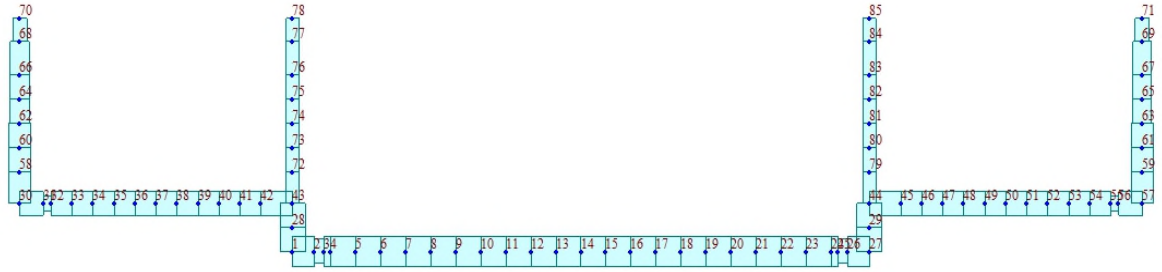
4. 해석모델링

4.1 Modeling

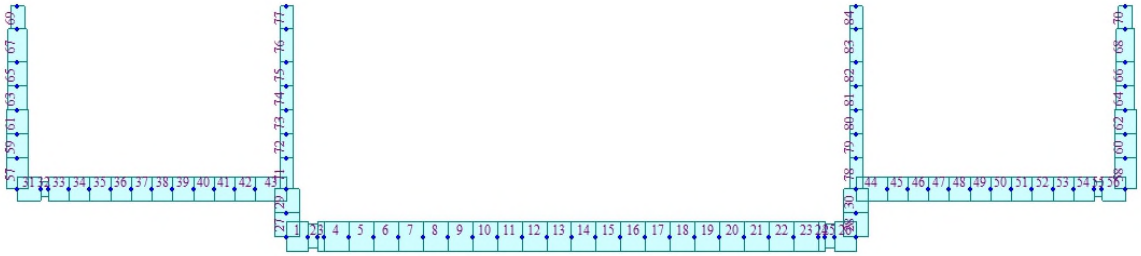
모델링



절점번호



부재번호



4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	0.900	0.700	0.0607500	램프 하부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	0.700	0.700	0.0285833	외측 벽체
	2	1.000	0.800	0.800	0.0426667	접합부 벽체
	3	1.000	0.400	0.400	0.0053333	연결부 벽체

4.3 강역산정

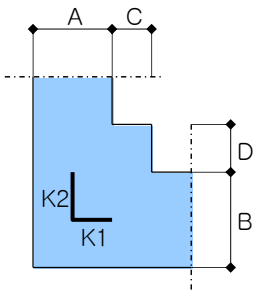
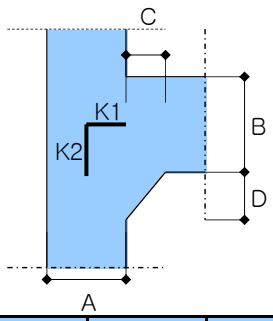
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

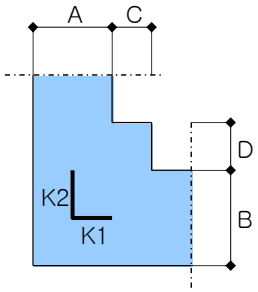
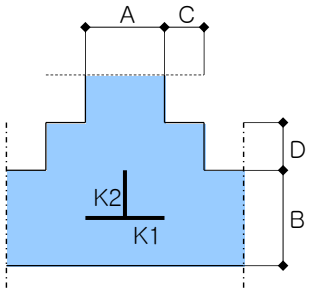
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

2) 강역설정

구분	단부			접합부		
하부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.700	m	A	0.800	m
	B	0.700	m	B	0.700	m
	C		m	C	0.500	m
	D		m	D	0.500	m
	Θ1		°	Θ1	45.000	°
	Θ2		°	Θ2	45.000	°
	K1	0.175	m	K1	0.550	m
	K2	0.175	m	K2	0.450	m

구분	단부				
하부슬래브 본선					
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.800	m	A		m
	B	0.900	m	B		m
	C		m	C		m
	D		m	D		m
	Θ1		°	Θ1		°
	Θ2		°	Θ2		°
	K1	0.175	m	K1		m
	K2	0.250	m	K2		m

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎡)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,
아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡ (지반조사보고서 참조, 보링공 내에서 측정한 변형계수 적용)

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(17.22 × 17.22) = 17.22 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (17.22 / 0.3) $^{-3/4}$ = 17,899 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.7000 + 0.7500) / 2 × 17,899	=	12,977	30 57
2	(0.7500 + 0.2500) / 2 × 17,899	=	8,950	31 56
3	(0.2500 + 0.6662) / 2 × 17,899	=	8,200	32 55
4	(0.6662 + 0.6662) / 2 × 17,899	=	11,925	33 TO41 46 TO 54
5	(0.6662 + 1.0000) / 2 × 17,899	=	14,912	42 45

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 $= (1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡ (지반조사보고서 참조, 보링공 내에서 측정한 변형계수 적용)

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(19.10 × 19.10) = 19.10 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (19.10 / 0.3) $^{-3/4}$ = 16,564 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.8000 + 0.7000) / 2 × 16,564	=	12,423	1 27
2	(0.7000 + 0.3000) / 2 × 16,564	=	8,282	2 26
3	(0.3000 + 0.2000) / 2 × 16,564	=	4,141	3 25
4	(0.2000 + 0.7950) / 2 × 16,564	=	8,241	4 24
5	(0.7950 + 0.7950) / 2 × 16,564	=	13,168	5 TO 23

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

· 방호벽(램프) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	×	1	EA	=	10.800	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	1	EA	=	0.750	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	1	EA	=	0.660	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	1	EA	=	0.263	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	1	EA	=	0.465	kN/m
											=	12.938	kN/m

· 중앙분리대(본선) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	×	2	EA	=	5.400	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	2	EA	=	1.500	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	2	EA	=	1.320	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	2	EA	=	0.525	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	2	EA	=	0.930	kN/m
											=	9.675	kN/m

6.2 활하중 ····· LC02~07

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 10.000 × 0.500 ∴ W_{L2} = **5.000** kN/m^2

6.3 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2
· W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [1.000 x 19.0] = **9.500** kN/m^2
· W_{h3} = 9.500 + 0.500 × [3.850 x 19.0] = **46.075** kN/m^2
· W_{h4} = 46.075 + 0.500 × [1.431 x 19.0] = **59.670** kN/m^2

6.4토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2
· W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [1.000 x 19.0] = **9.500** kN/m^2
· W_{h3} = 9.500 + 0.500 × [3.850 x 10.0] = **28.750** kN/m^2
· W_{h4} = 28.750 + 0.500 × [1.431 x 10.0] = **35.905** kN/m^2

6.5 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 램프, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W1}) : 양수압

· W_{W1} = (3.85 + 0.000 + 0.00) × 10.0 = **38.500** kN/m^2

② 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{W2} = (3.85 + 1.431 + 0.00) × 10.0 = **52.810** kN/m^2

6.6 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

· W_{w2} = 0.000 + (0.000) x 10.0 = **0.000** kN/m^2

· W_{w3} = 0.000 + (1.000) x 10.0 = **10.000** kN/m^2

· W_{w4} = 10.000 + (3.850) x 10.0 = **48.500** kN/m^2

· W_{w5} = 48.500 + (1.431) x 10.0 = **62.810** kN/m^2

6.7 앵커하중 ····· LC21

단위 M당 작용하중 = 앵커력 / 앵커의 종방향 C.T.C

부반력 앵커 인장력 : 1000 kN

P = 1000.0 / 5.00 = **200.000** kN/m

6.8 고정하중2

· 방호벽 P1 = **50.400** kN

· 방호벽 F1 = **6.000** kN

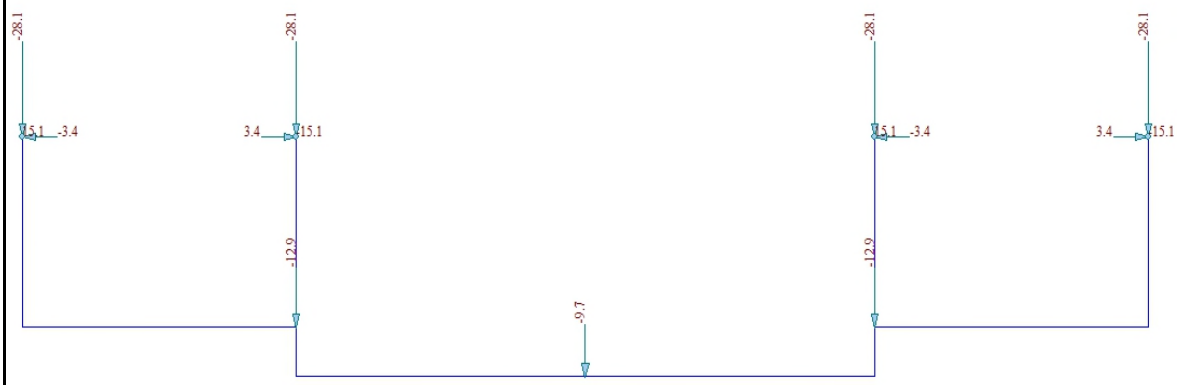
· 방호벽 M1 = **27.090** kN·m

· 부력앵커 = **12.900** kN

= **9.700** kN

7. 하중재하도

LC1. 고정하중(자중)



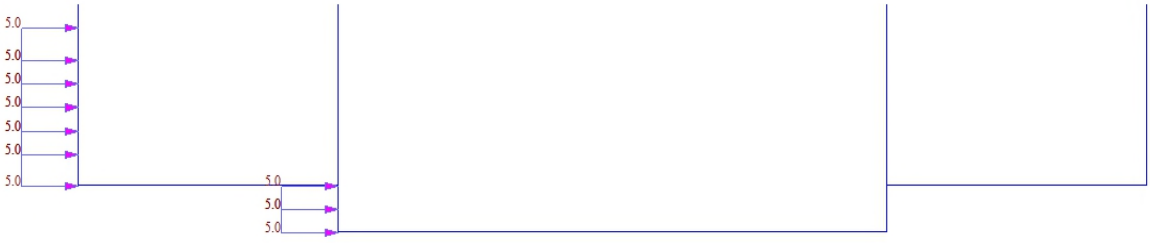
프로그램내에서 자동 계산

방호벽 및 중분대는 집중하중으로 재하

LC5. 활하중(수평하중 만재하시)

ST

LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)



LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)

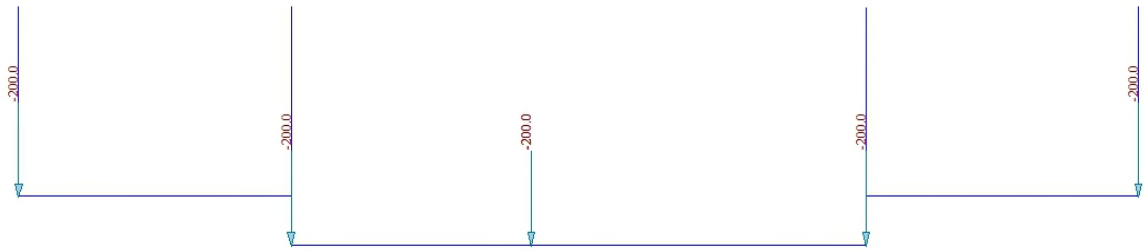
LC10. 토압(수평하중 지하수無)

LC11. 토압(수평하중 지하수有)

LC12. 수압(연직하중)

LC13. 수압(수평하중)

LC21. 앵커하중



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.05 − 0.025h ≥ 0.875

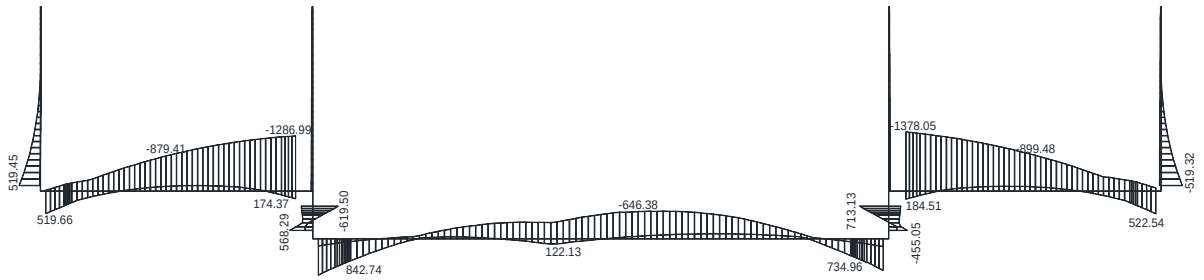
적용토피 = 0.000 m α_H = 1.05 − 0.025 × 0.00

= 1.05 ≥ 0.875 ∴ α_H = 1

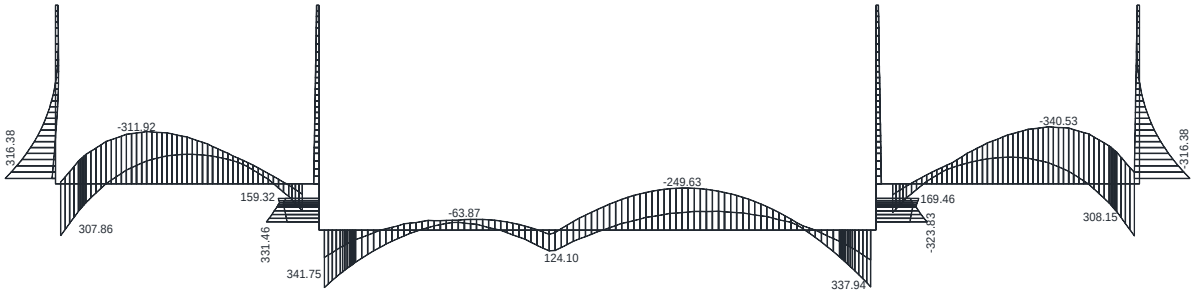
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축	앵커하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC21	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.60		1.60				1.20	1.00	
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.60		1.60				1.20	1.00	
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.60		1.60				1.20	1.00	
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00	
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00	
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00	
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.60		0.80				1.20	1.00	
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.60		0.80				1.20	1.00	
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.60		0.80				1.20	1.00	
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00	
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00	
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00	
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60					1.00	
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		1.00	
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60					1.00	
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		1.00	
	UCOMB17	1.20					1.00									1.00	
	UCOMB18	0.90							0.90		1.60					1.00	
	UCOMB19	0.90								0.90		1.60	0.90	1.60		1.00	
	UCOMB20	0.90							0.90		0.80					1.00	
	UCOMB21	0.90								0.90		0.80	0.90	0.80		1.00	
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00					1.00	
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00					1.00	
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	
	WCOMB17	1.00					1.00									1.00	
	WCOMB18	1.00							1.00		1.00					1.00	
	WCOMB19	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	
	WCOMB20	1.00							1.00		1.00					1.00	
	WCOMB21	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	

9. 단면력도

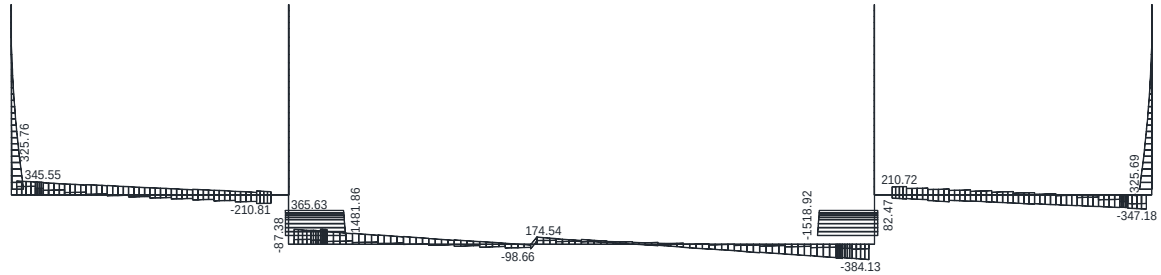
계수하중 - 모멘트도(B.M.D)



사용하중 - 모멘트도(B.M.D)



계수하중 - 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	519.660	-	274.780	307.860	395.920	-	152.910	519.660	-	274.780	307.860	상시	상시
	램프중앙부	879.410	-	205.600	279.630	284.850	-	47.650	879.410	-	205.600	279.630	상시	상시
	램프접합부	1286.990	-	171.670	159.320	188.220	-	171.060	1286.990	-	171.670	159.320	상시	상시
	본선접합부	842.740	1390.590	371.530	341.750	543.160	423.030	203.170	842.740	1390.590	371.530	341.750	상시	상시
	본선중앙부(+)	473.730	1524.740	63.230	66.170	122.200	380.230	66.840	473.730	1524.740	66.840	66.170	상시	지진시
	본선중앙부(-)	646.380	1538.050	174.540	245.890	335.880	384.700	135.890	646.380	1538.050	174.540	245.890	상시	상시
	램프측구	343.040	-	327.560	163.850	232.020	-	247.570	343.040	-	327.560	163.850	상시	상시
	본선측구	665.640	1390.590	355.980	259.960	430.120	418.590	228.210	665.640	1390.590	355.980	259.960	상시	상시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	중앙부(-)	Mmax	66.220	88.230	101.630	34.860	71.550	97.540	70.230	71.550	97.540	101.630	34.860	지진시	상시
		Pmax	5.560	104.620	101.630	34.860	71.550	97.540	70.230	5.560	104.620	101.630	34.860	상시	상시
	하단부	Mmax	519.450	140.850	234.100	316.380	402.950	158.340	180.170	519.450	140.850	234.100	316.380	상시	상시
		Pmax	519.450	140.850	234.100	316.380	402.950	158.340	180.170	402.950	158.340	234.100	316.380	지진시	상시

※ 벽체 : 연결부

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
연결부 벽체	중앙부(-)	Mmax	40.450	103.890	4.020	33.690	5.460	70.790	4.020	40.450	103.890	4.020	33.690	상시	상시
		Pmax	40.370	103.890	4.020	33.690	5.460	70.790	4.020	40.370	103.890	4.020	33.690	상시	상시
	하단부	Mmax	619.500	139.040	1481.860	256.900	262.210	84.040	373.690	619.500	139.040	1481.860	256.900	상시	상시
		Pmax	230.920	155.880	1481.860	256.900	307.770	74.380	373.690	230.920	155.880	1481.860	256.900	상시	상시

11. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	519.66	307.86		395.92	519.66	274.78	778.25		1.00	0.700 0.600	0.100	H25@250 + H25@250		1.50	348.67	125.00
	램프 중앙부	879.41	279.63		284.85	879.41	205.60	1005.09		1.00	0.700 0.620	0.080	H29@250 + H29@250		1.14	865.42	125.00
	램프 접합부	1286.99	159.32		188.22	1286.99	171.67	1549.63		1.00	0.700 0.620	0.080	H29@250 + H29@250 H25@250 + H25@250		1.20	2177.02	125.00
	본선 접합부	842.74	341.75	1390.59	543.16	842.74	371.53	1898.69		1.00	0.900 0.800	0.100	H22@250 + H22@250		2.25	308.99	125.00
	본선 중앙부 (+)	473.73	66.17	1524.74	122.20	473.73	66.84	1926.20		1.00	0.900 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		4.07	1684.00	125.00
	본선 중앙부 (-)	646.38	245.89	1538.05	335.88	646.38	174.54	2121.29		1.00	0.900 0.800	0.100	H19@250 + H19@250		3.28	1684.00	125.00
	램프 측구	343.04	163.85		232.02	343.04	327.56	461.26	534.25	1.00	0.470 0.370	0.100	H25@250 + H25@250	H16@150 - 2EA	1.34	424.64	125.00
	본선 측구	665.64	259.96	1390.59	430.12	665.64	355.98	1415.19		1.00	0.730 0.630	0.100	H22@250 + H22@250		2.13	323.20	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
외측 벽체	중앙부(-) Mmax	66.22	34.86	97.54	71.55	71.55	101.63	892.91		1.00	0.592 0.492	0.100	H25@250 + H25@250		12.48	3259.52	125.00
	중앙부(-) Pmax	5.56	34.86	104.62	71.55	5.56	101.63	478.42		1.00	0.592 0.492	0.100	H25@250 + H25@250		86.05	3259.52	125.00
	하단부 Mmax	519.45	316.38	140.85	402.95	519.45	234.10	841.32		1.00	0.700 0.600	0.100	H25@250 + H25@250		1.62	333.36	125.00
	하단부 Pmax	519.45	316.38	158.34	402.95	402.95	234.10	872.83		1.00	0.700 0.600	0.100	H25@250 + H25@250		2.17	333.36	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
연결부 벽체	하단부 Mmax	619.50	256.90	139.04	262.21	619.50	1481.86	181.11		1.00	0.800 0.720	0.080	H29@250 + H29@250	H22@150 - 2EA	4.48	380.54	250.00
	하단부 Pmax	230.92	256.90	155.88	307.77	230.92	1481.86	181.29		1.00	0.800 0.720	0.080	H29@250 + H29@250	H22@150 - 2EA	4.49	380.54	250.00

12. 단면설계

12.1 하부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	700.000	600.000	600.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
519.660	274.780	307.860	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 46.175 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 204000.000 As - 519660000 = 0

∴ Required As = 2649.296 ㎟ [p = 0.00442]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 13185.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2100.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1948.557 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2100.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3532.394 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 54.324 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (600.000 - 54.324) / 54.324

= 0.0301

· ε_t = 0.0301 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 778.248 kN.m > Mu = 519.660 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 389.711 kN > Vu = 274.780 kN

· 1/2·Øv·Vc = 194.856 kN < Vu = 274.780 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00676

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.264

· j = 1 - k / 3 = 0.912

· x = k·d = 158.321 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.107 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 138.786 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 138.786 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 348.671 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 453.937 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 348.671 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	700.000	620.000	620.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
879.410	205.600	279.630	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 77.562 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 210800.000 As - 879410000 = 0

∴ Required As = 4450.131 ㎟ [p = 0.00718]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 13624.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2170.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2013.509 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2170.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5933.507 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 91.250 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (620.000 - 91.250) / 91.250

= 0.0174

· ε_t = 0.0174 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1005.087 kN.m > Mu = 879.410 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 402.702 kN > Vu = 205.600 kN

· 1/2·Øv·Vc = 201.351 kN < Vu = 205.600 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00829

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.288

· j = 1 - k / 3 = 0.904

· x = k·d = 178.274 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.596 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 97.063 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 97.063 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 918.020 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 865.416 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 865.416 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	700.000	575.905	575.905
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1286.990	171.670	159.320	124.095	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 129.007 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 195807.571 As - 1286990000 = 0

∴ Required As = 7401.749 ㎟ [p = 0.01285]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 12655.504 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2015.666 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1870.305 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2015.666 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 9868.999 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	9192.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 151.772 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (575.905 - 151.772) / 151.772

= 0.0084

· ε_t = 0.0084 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1549.627 kN.m > Mu = 1286.990 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 374.061 kN > Vu = 171.670 kN

· 1/2·Øv·Vc = 187.031 kN > Vu = 171.670 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01596

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.374

· j = 1 - k / 3 = 0.875

· x = k·d = 215.399 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.935 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 34.380 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 38.585 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 2557.527 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 2177.022 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 2177.022 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	470.000	370.000	370.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
343.040	327.560	163.850	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 51.049 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 125800.000 As - 343040000 = 0

∴ Required As = 2928.919 ㎟ [p = 0.00792]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 8130.750 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1295.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1201.610 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1295.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3905.225 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 60.057 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (370.000 - 60.057) / 60.057

= 0.0155

· ε_t = 0.0155 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 461.256 kN.m > Mu = 343.040 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 240.322 kN < Vu = 327.560 kN

· 1/2·Øv·Vc = 120.161 kN < Vu = 327.560 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 185 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 117.889 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 117.889 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 240.322 kN + 293.928 kN

= 534.250 kN > Vu = 327.560 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01096

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.322

· j = 1 - k / 3 = 0.893

· x = k·d = 119.283 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.319 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 122.399 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 122.399 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 424.639 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 514.711 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 424.639 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 램프-벽체 단면검토

12.2.1 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	71.550	101.630	97.540	34.860
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	592.000	492.000	100.000	80.000	492.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
733.545	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0103] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 295.200 mm

· a = β1·c = 250.920 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13586400 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 287.092 mm

· d" = X - H + d = 187.092 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5758.614 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4901.379 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1508.606 kN.m

· eb = Mb / Pb = 307.792 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 113.762 mm로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 133.837 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 241.355 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 1432.055 kN

∴ a = 113.762 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2610.838 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 442.663 kN

· Ts = fs·As = 1621.440 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1318.402 kN.m

· e' = e + X - dc = 920.637 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000001 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (492.000 - 133.837) / 133.837

= 0.00803

· ε_t = 0.0080 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 1217.247 kN > Pu = 97.540 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 892.906 kN.m > Mu = 71.550 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 323.324 kN > Vu = 101.630 kN

· 1/2·Øv·Vc = 161.662 kN > Vu = 101.630 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00824

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.287

· j = 1 - k / 3 = 0.904

· x = k·d = 141.204 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 1.110 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 19.328 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 19.328 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 3855.650 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 3259.520 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 3259.520 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	5.560	101.630	104.620	34.860
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	592.000	492.000	100.000	80.000	492.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
53.145	0.850	0.70	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0103] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 295.200 mm

· a = β1·c = 250.920 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13586400 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 287.092 mm

· d" = X - H + d = 187.092 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5758.614 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4901.379 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1508.606 kN.m

· eb = Mb / Pb = 307.792 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 508.278 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 597.974 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = -106.333 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 400.000 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 12860.202 kN

∴ a = 508.277 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11664.957 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fs·As = -431.031 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 3089.497 kN.m

· e' = e + X - dc = 240.237 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (492.000 - 597.974) / 597.974

= -0.00053

· ε_t = -0.0005 ≤ 0.002 이므로 압축지배단면 ⇒ Øf = 0.70 적용

∴ Ø Pn = 9002.141 kN > Pu = 104.620 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 478.416 kN.m > Mu = 5.560 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 323.597 kN > Vu = 101.630 kN

· 1/2·Øv·Vc = 161.799 kN > Vu = 101.630 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00824

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.287

· j = 1 - k / 3 = 0.904

· x = k·d = 141.204 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 1.110 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 19.328 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 19.328 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 3855.650 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 3259.520 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 3259.520 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	519.450	234.100	140.850	316.380
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	700.000	600.000	100.000	80.000	600.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3687.966	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0103] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 360.000 mm

· a = β1·c = 306.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 16065000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 346.715 mm

· d" = X - H + d = 246.715 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 7022.700 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 1197.812 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6599.072 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2133.919 kN.m

· eb = Mb / Pb = 323.367 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 76.395 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 89.877 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 65.935 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 268.382 kN

∴ a = 76.395 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1753.265 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 136.555 kN

· Ts = fs·As = 1621.440 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1055.997 kN.m

· e' = e + X - dc = 3934.681 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000002 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (600.000 - 89.877) / 89.877

= 0.01703

· ε_t = 0.0170 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 228.125 kN > Pu = 140.850 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 841.317 kN.m > Mu = 519.450 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 395.313 kN > Vu = 234.100 kN

· 1/2·Øv·Vc = 197.657 kN < Vu = 234.100 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00676

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.264

· j = 1 - k / 3 = 0.912

· x = k·d = 158.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.300 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 142.634 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 142.634 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 333.362 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 441.690 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 333.362 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	402.950	234.100	158.340	316.380
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	700.000	600.000	100.000	80.000	600.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2544.840	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0103] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 360.000 mm

· a = β1·c = 306.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 16065000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 346.715 mm

· d" = X - H + d = 246.715 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 7022.700 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 1197.812 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6599.072 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2133.919 kN.m

· eb = Mb / Pb = 323.367 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 79.445 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 93.465 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 86.437 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 403.506 kN

∴ a = 79.445 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1823.263 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 201.686 kN

· Ts = fs·As = 1621.440 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1126.410 kN.m

· e' = e + X - dc = 2791.555 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000002 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (600.000 - 93.465) / 93.465

= 0.01626

· ε_t = 0.0163 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 342.980 kN > Pu = 158.340 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 872.829 kN.m > Mu = 402.950 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 396.008 kN > Vu = 234.100 kN

· 1/2·Øv·Vc = 198.004 kN < Vu = 234.100 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00676

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.264

· j = 1 - k / 3 = 0.912

· x = k·d = 158.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.300 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 142.634 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 142.634 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 333.362 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 441.690 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 333.362 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 연결부 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	40.450	4.020	103.890	33.690
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	400.000	320.000	80.000	100.000	320.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
389.354	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	794.400	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0040] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 192.000 mm

· a = β1·c = 163.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 9180000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 199.353 mm

· d" = X - H + d = 119.353 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 3745.440 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 317.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3727.209 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 513.956 kN.m

· eb = Mb / Pb = 137.893 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 51.798 mm로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 60.939 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -384.593 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 547.253 kN

∴ a = 51.798 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1188.764 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -323.752 kN

· Ts = fs·As = 317.760 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 278.391 kN.m

· e' = e + X - dc = 508.707 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000001 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (320.000 - 60.939) / 60.939

= 0.01275

· ε_t = 0.0128 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 465.165 kN > Pu = 103.890 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 181.114 kN.m > Mu = 40.450 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 211.702 kN > Vu = 4.020 kN

· 1/2·Øv·Vc = 105.851 kN > Vu = 4.020 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00248

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.170

· j = 1 - k / 3 = 0.943

· x = k·d = 54.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.103 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 140.490 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 140.490 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 380.538 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 448.430 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 380.538 mn > 250.000 mm ∴ **O.K**

12.3.6 연결부 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	40.370	4.020	103.890	33.690
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	400.000	320.000	80.000	100.000	320.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
388.584	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	794.400	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0040] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 192.000 mm

· a = β1·c = 163.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 9180000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 199.353 mm

· d" = X - H + d = 119.353 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 3745.440 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 317.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3727.209 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 513.956 kN.m

· eb = Mb / Pb = 137.893 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 51.841 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 60.989 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -383.780 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 548.883 kN

∴ a = 51.841 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1189.751 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -323.106 kN

· Ts = fs·As = 317.760 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 278.798 kN.m

· e' = e + X - dc = 507.937 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (320.000 - 60.989) / 60.989

= 0.01274

· ε_t = 0.0127 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 466.551 kN > Pu = 103.890 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 181.294 kN.m > Mu = 40.370 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 211.702 kN > Vu = 4.020 kN

· 1/2·Øv·Vc = 105.851 kN > Vu = 4.020 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00248

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.170

· j = 1 - k / 3 = 0.943

· x = k·d = 54.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.103 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 140.490 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 140.490 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 380.538 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 448.430 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 380.538 mn > 250.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 연결부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	619.500	1481.860	139.040	256.900
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	720.000	80.000	100.000	720.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
4455.552	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0096] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 432.000 mm

· a = β1·c = 367.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 383.703 mm

· d" = X - H + d = 303.703 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8427.240 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7340.428 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2891.760 kN.m

· eb = Mb / Pb = 393.950 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 97.909 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 115.187 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 79.106 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 335.622 kN

∴ a = 97.909 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2247.012 kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 144.298 kN
· Ts = fs·As = 2055.680 kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1597.312 kN.m
· e' = e + X - dc = 4759.255 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000004 < 0.001 ∴ **O.K**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (720.000 - 115.187) / 115.187
= 0.01575
· ε_t = 0.0158 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용
∴ Ø Pn = 285.279 kN > Pu = 139.040 kN ∴ **O.K**
∴ Ø Mn = 1271.076 kN.m > Mu = 619.500 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 473.459 kN < Vu = 1481.860 kN
· 1/2·Øv·Vc = 236.730 kN < Vu = 1481.860 kN
∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**
· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 360 mm ∴ **O.K**
· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]
· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 700.278 ㎟ [소요 전단철근]
· Required Av = 700.278 ㎟
· USE Av = H 22 × 2 EA/M = 774.200 ㎟ ∴ **O.K**
∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 473.459 kN + 1114.848 kN
= 1588.307 kN > Vu = 1481.860 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00714
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.270
· j = 1 - k / 3 = 0.910
· x = k·d = 194.400 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.034 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 76.295 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 76.295 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm
· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1212.487 mm
· s_2 = 300·(280 / fst = 1100.990 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1100.990 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 연결부 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	230.920	1481.860	155.880	256.900
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	720.000	80.000	100.000	720.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1481.396	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0096] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 432.000 mm

· a = β1·c = 367.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 383.703 mm

· d" = X - H + d = 303.703 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8427.240 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7340.428 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2891.760 kN.m

· eb = Mb / Pb = 393.950 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 123.084 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 144.804 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 185.648 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 1187.161 kN

∴ a = 123.084 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2824.778 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 418.069 kN

· Ts = fs·As = 2055.680 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 2119.200 kN.m

· e' = e + X - dc = 1785.099 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (720.000 - 144.804) / 144.804

= 0.01192

· ε_t = 0.0119 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 1009.087 kN > Pu = 155.880 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 1494.857 kN.m > Mu = 230.920 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 474.162 kN < Vu = 1481.860 kN

· 1/2·Øv·Vc = 237.081 kN < Vu = 1481.860 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 360 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 699.790 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 699.790 ㎟

· USE Av = H 22 × 2 EA/M = 774.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 474.162 kN + 1114.848 kN

= 1589.010 kN > Vu = 1481.860 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00714

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.270

· j = 1 - k / 3 = 0.910

· x = k·d = 194.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.034 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 76.295 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 76.295 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1212.487 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1100.990 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1100.990 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.9 본선접합부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 842.740 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1390.590 KN
단면의 두께 H = 900.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 800.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm
작 용 편 심 e = 606.031 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 100mm) : H 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 80mm) : H 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 480.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 408.00 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 20,655,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 448.93 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 9,363,601.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 1,167,648.0 N
(εsc > εy --> fs = fy = 400.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,238,720.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 9,292,529.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 3,159,075,000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 339.959 mm
e ≥eb -------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.

c = 199.110 mm로 가정하면.. a = k1·c = 169.244 mm

εsc = 0.0018 fs = 358.93 MPa

Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc-0.85·fck) - Ast·fy

= 3,685,881.0 N

Mn = 0.85·fck·a·b·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dc) + Ast·fst·(d-x)

= 2,233,755,000.0 N·mm

e' = Mn/Pn = 606.030 mm ≒ e = 606.031 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00905

0.005 ≤ εt = 0.00905 -------> 인장지배단면

0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.

보정 Ø= 0.85

ØPn = 3132.999 KN ≥ Pu = 1390.590 KN ∴O.K

ØMn = 1898.692 KN·m ≥ Mu = 842.740 KN·m ∴O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00387

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.207

· j = 1 - k / 3 = 0.931

· x = k·d = 165.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.542 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 148.168 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 148.168 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 308.991 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 425.193 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 308.991 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 371.530 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 576.962 KN

Øv·Vc = 576.962 KN ≥ Vu = 371.530 KN.. ∴전단철근 필요없음.

12.2.10 본선 측구

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 665.640 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1390.590 KN
단면의 두께 H = 730.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 630.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm
작 용 편 심 e = 478.675 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 100mm) : H 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 80mm) : H 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 378.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 321.30 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 16,753,500.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 363.71 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 7,373,836.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 1,167,648.0 N
(εsc > εy --> fs = fy = 400.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,238,720.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 7,302,764.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 2,158,476,000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 295.570 mm
e ≥eb -------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.

c = 190.248 mm로 가정하면.. a = k1·c = 161.710 mm

εsc = 0.0017 fs = 347.70 MPa

Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc-0.85·fck) - Ast·fy

= 3,478,212.0 N

Mn = 0.85·fck·a·b·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dc) + Ast·fst·(d-x)

= 1,664,932,000.0 N·mm

e' = Mn/Pn = 478.675 mm ≒ e = 478.675 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00693

0.005 ≤ εt = 0.00693 -------> 인장지배단면

0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.

보정 Ø= 0.85

ØPn = 2956.480 KN ≥ Pu = 1390.590 KN ∴O.K

ØMn = 1415.192 KN·m ≥ Mu = 665.640 KN·m ∴O.K

▣ 사용성 검토 (균열방ᄀ## (습윤환경)

- n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
- p = As / (B × D) = 0.00492
- k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230
- j = 1 - k / 3 = 0.923
- x = k·d = 144.900 mm
- fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.168 MPa
- fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 144.309 MPa
- fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 144.309 MPa
- Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

  = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm
- s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 323.204 mm
- s_2 = 300·(210 / fst) = 436.563 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 323.204 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 355.980 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 464.875 KN

Øv·Vc = 464.875 KN ≥ Vu = 355.980 KN.. ∴전단철근 필요없음.

12.2.11 본선 중앙부(+)

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 473.730 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1524.740 KN
단면의 두께 H = 900.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 820.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm
작 용 편 심 e = 310.696 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 80mm) : H 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 100mm) : H 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 492.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 418.20 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 20,655,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 450.82 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 9,597,691.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 864,198.6 N
(εsc > εy --> fs = fy = 400.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 916,800.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 9,545,090.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 2,961,551,000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 310.270 mm
e ≥eb -------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.

c = 491.249 mm로 가정하면.. a = k1·c = 417.562 mm

εsc = 0.0024 fs = 400.00 MPa

Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc-0.85·fck) - Ast·fy

= 9,530,445.0 N

Mn = 0.85·fck·a·b·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dc) + Ast·fst·(d-x)

= 2,961,069,000.0 N·mm

e' = Mn/Pn = 310.696 mm ≒ e = 310.696 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00201

εy = 0.002 < εt = 0.00201 < 0.005 -------> 변화구간단면

εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

보정 Ø= 0.65051

ØPn = 6199.644 KN ≥ Pu = 1524.740 KN ∴O.K

ØMn = 1926.203 KN·m ≥ Mu = 473.730 KN·m ∴O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

- n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
- p = As / (B × D) = 0.00492
- k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230
- j = 1 - k / 3 = 0.923
- x = k·d = 144.900 mm
- fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 1.184 MPa
- fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 37.411 MPa
- fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 37.411 MPa
- Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

  = 80 - 19 / 2 = 70.50 mm
- s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1928.746 mm
- s_2 = 300·(210 / fst) = 1683.997 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1683.997 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 63.230 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 597.057 KN

Øv·Vc = 597.057 KN ≥ Vu = 63.230 KN.. ∴전단철근 필요없음.

12.2.12 본선 중앙부(-)

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 646.380 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1538.050 KN
단면의 두께 H = 900.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 800.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm
작 용 편 심 e = 420.259 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 100mm) : H 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 80mm) : H 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 480.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 408.00 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 20,655,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 449.18 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 9,363,601.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 864,198.6 N
(εsc > εy --> fs = fy = 400.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 916,800.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 9,311,000.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 2,936,487,000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 315.378 mm
e ≥eb -------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.

c = 318.812 mm로 가정하면.. a = k1·c = 270.990 mm

εsc = 0.0022 fs = 400.00 MPa

Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc-0.85·fck) - Ast·fy

= 6,166,615.0 N

Mn = 0.85·fck·a·b·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dc) + Ast·fst·(d-x)

= 2,591,581,000.0 N·mm

e' = Mn/Pn = 420.260 mm ≒ e = 420.259 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00453

εy = 0.002 < εt = 0.00453 < 0.005 -------> 변화구간단면

εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

보정 Ø= 0.81853

ØPn = 5047.563 KN ≥ Pu = 1538.050 KN ∴O.K

ØMn = 2121.288 KN·m ≥ Mu = 646.380 KN·m ∴O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

- n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
- p = As / (B × D) = 0.00492
- k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230
- j = 1 - k / 3 = 0.923
- x = k·d = 144.900 mm
- fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.009 MPa
- fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 95.101 MPa
- fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 95.101 MPa
- Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

  = 100 - 19 / 2 = 90.50 mm
- s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 601.817 mm
- s_2 = 300·(210 / fst) = 662.454 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 601.817 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 174.540 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 583.043 KN

Øv·Vc = 583.043 KN ≥ Vu = 174.540 KN.. ∴전단철근 필요없음.

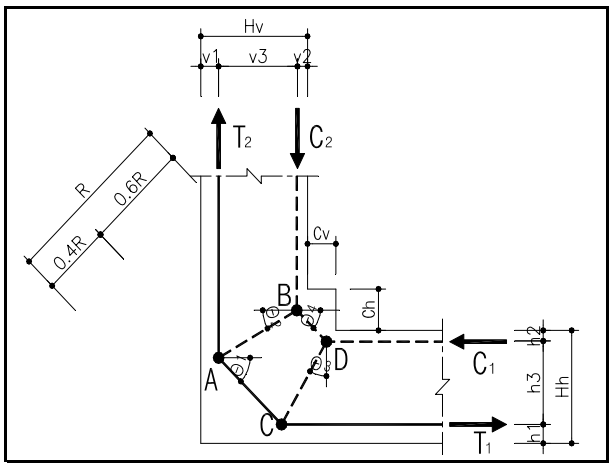
13. 우각부 보강검토

13.1 하부슬래브(램프-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	700.00 mm	벽체 높이	H_v	=	700.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	520.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	520.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	519.660 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 989.95 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

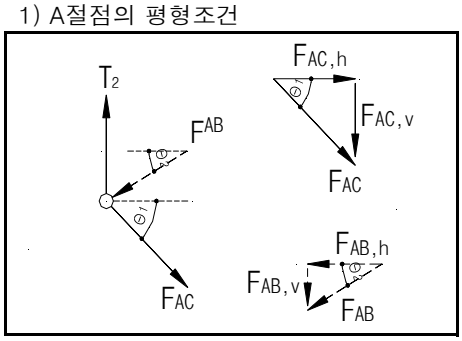
θ_2 = 20.46°

θ_3 = 20.46°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

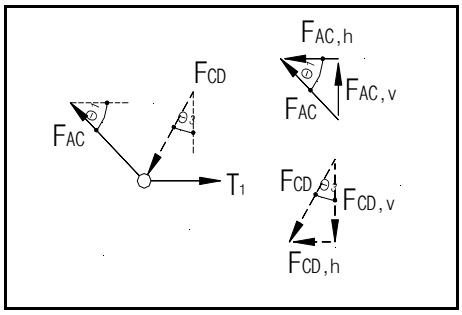
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{519.660}{0.520} =$ 999.346 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{519.660}{0.520} =$ 999.346 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,029.286 kN

식 ⑥ 으로부터

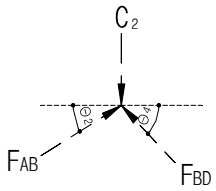
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,029.286 kN

따라서 F_{AC} = **1,029.286** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 776.817 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}029.286 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 776.817 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,029.286**	타이
AB	**-776.817**	스트럿
BD	**-1,029.286**	스트럿
CD	**-776.817**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,029.286 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}029{,}286.022}{0.85 \times 400} = 3{,}027.31 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(2 cycle)
	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**4,053.60**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 4,053.60 mm^2 > 3,027.31 mm^2 ……O.K

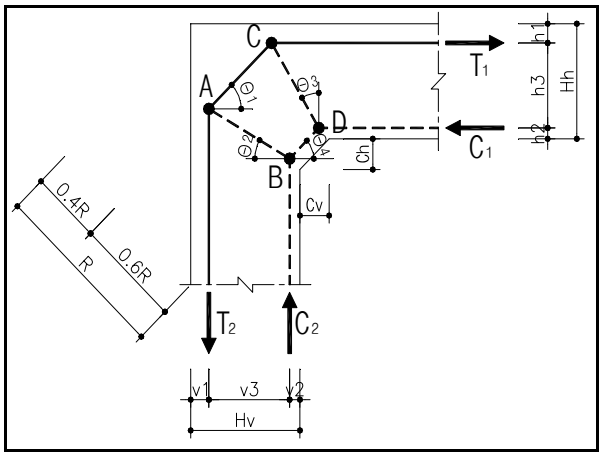
13. 우각부 보강검토

13.2 하부슬래브 (램프 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	700.00 mm	벽체 높이	H_v	=	800.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	520.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	620.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1286.990 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1414.21 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

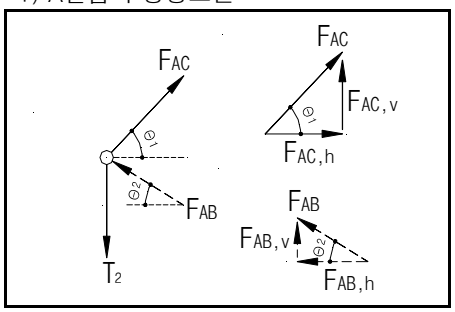
Θ_2 = 30.14°

Θ_3 = 41.50°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

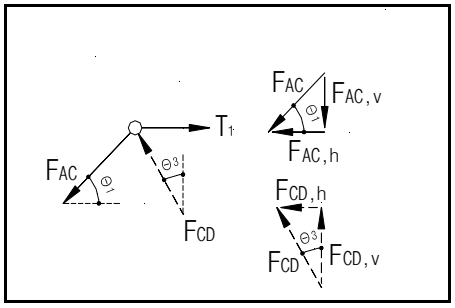
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin \Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos \Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin \Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin \Theta = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3 \Rightarrow F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{1,286.990}{0.520} =$ 2,474.981 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{1,286.990}{0.620} =$ 2,075.790 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,857.223 kN

식 ⑥ 으로부터

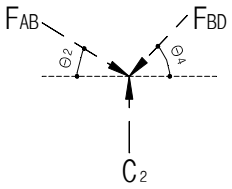
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,857.223 kN

따라서 $F_{AC} =$ **1,857.223** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}518.585 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}857.223 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}753.353 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,857.223	타이
AB	-1,518.585	스트럿
BD	-1,857.223	스트럿
CD	-1,753.353	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,857.223 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}857{,}223.176}{0.85 \times 400} = 5{,}462.42 \quad mm^2$$

사용철근량

2단 주철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2 (1 cycle)
	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2 (2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2 (1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2 (2 단)
				합계	=	**6,623.20**	mm^2

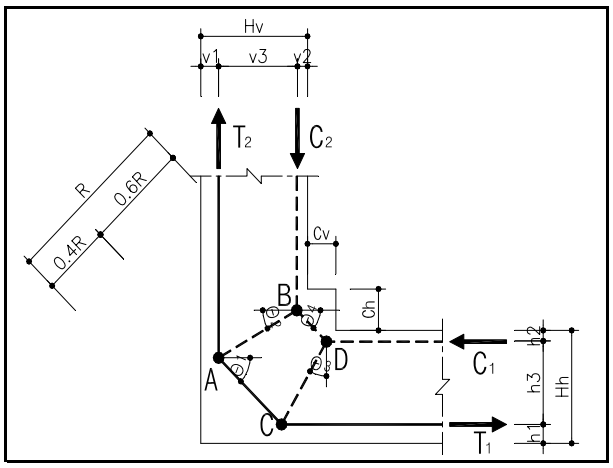
$A_{s,used}$ = 6,623.20 mm^2 > 5,462.42 mm^2 ……O.K

13.3 하부슬래브(본선 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	800.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	620.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	842.740 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1204.16 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

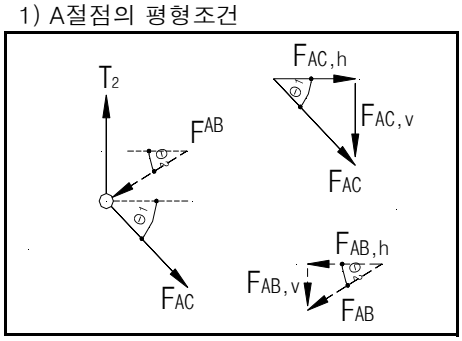
Θ_2 = 21.84°

Θ_3 = 11.65°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

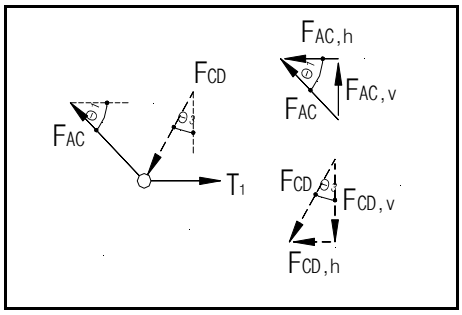
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{842.740}{0.720} =$ 1,170.472 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{842.740}{0.620} =$ 1,359.258 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,372.270 kN

식 ⑥ 으로부터

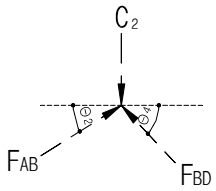
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,372.270 kN

따라서 F_{AC} = **1,372.270** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}045.379 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}372.270 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 990.765 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,372.270**	타이
AB	**-1,045.379**	스트럿
BD	**-1,372.270**	스트럿
CD	**-990.765**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,372.270 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}372{,}269.563}{0.85 \times 400} = 4{,}036.09 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**3,096.80**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 3,096.80 mm^2 < 4,036.09 mm^2 ……**N.G**

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
단부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
	H		250						H						
								압축	H	16@	300	=	662.000		
지간 중앙부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
중앙 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
									H						
								압축	H	16@	300	=	662.000		
측 구	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
	H		250	=					H		300				
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
지간 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
측 구	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
중 앙	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
	H		250						H						
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1600.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

15. 지지력 검토

15.1 하중 산정 : 램프

15.1.1 고정하중

(1) 구체자중(부력검토 참조) = 628.85 / 17.224 = 36.510 kN/m^2

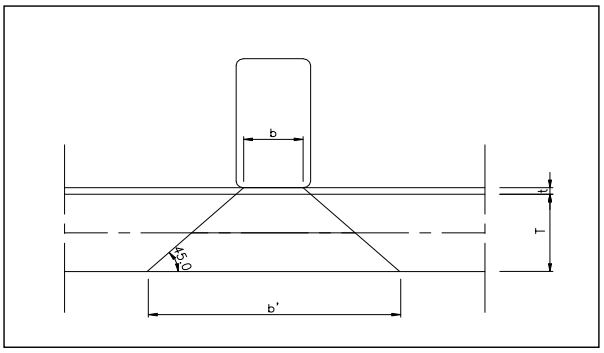
(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

STA.0+465.000

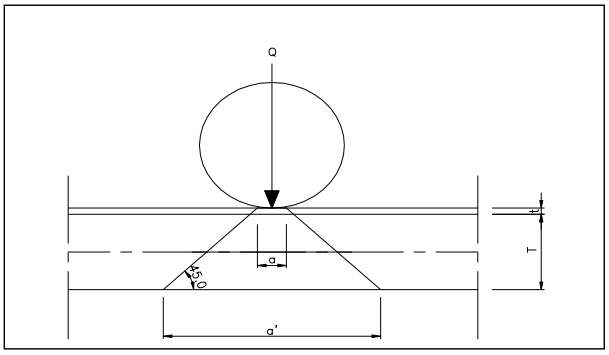


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 700.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.700 + 0.050) x cot 45°

= 2.00 m



a' = 0.200 + 2 x (0.700 + 0.050) x cot 45°

= 1.70 m

Qz' = 96.000 / (2.000 x 1.700) = 28.235 kN/m^2

15.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 36.510 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 28.235

= 64.745 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 64.745 kN/m^2 < Qa = 510.680 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

15.3 하중 산정 : 본선

15.3.1 고정하중

(1) 구체자중(부력검토 참조) = 471.64 / 19.100 = 24.693 kN/m^2

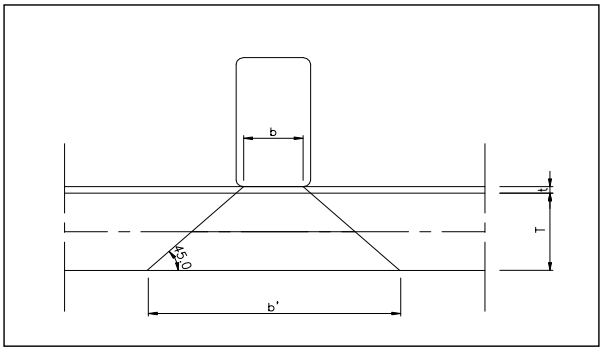
(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

STA.0+465.000

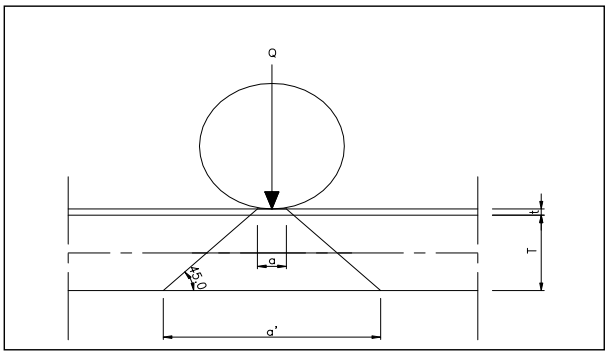


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 900.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.40 m



a' = 0.200 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.10 m

Qz' = 96.000 / (2.400 x 2.100) = 19.048 kN/m^2

15.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 24.693 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 19.048

= 43.741 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

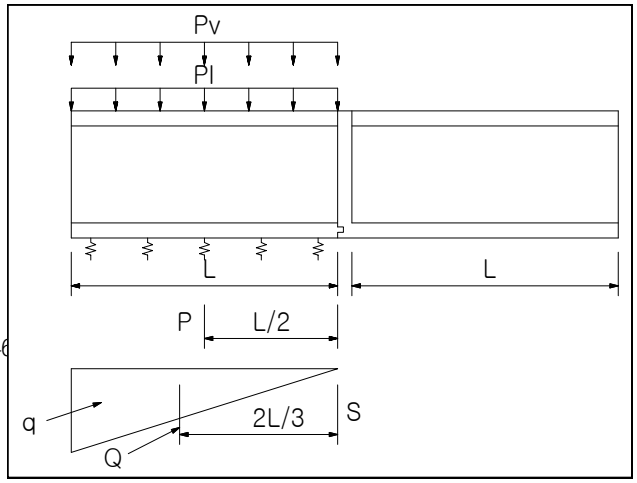
Qmax = 43.741 kN/m^2 < Qa = 557.740 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16. 신축이음부 검토

16-1. 램프

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



STA.0+46

$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

Pv = B × H × γt

= 9.412 x 0 x 19.0

= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 : 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN

S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN

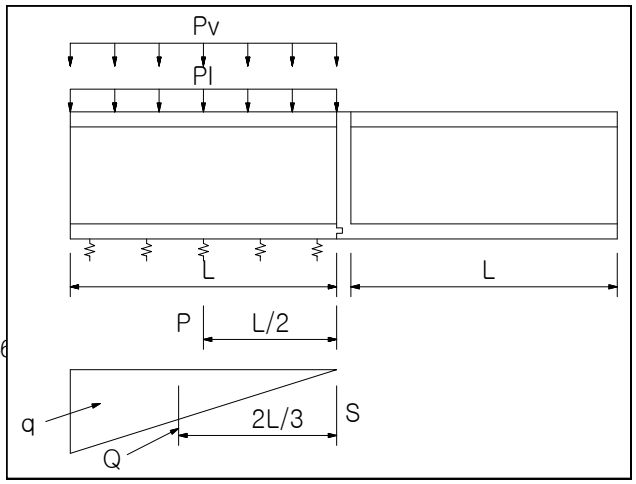
(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 87 EA = 794.2 x 87 = 69,095 mm²

16-2. 본선

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



STA.0+46

P = ∑Pl + ∑Pv Q = ∑q

P - S - Q = 0

P × L/2 - Q × 2/3 × L = 0

윗식에서

S = -1/4 × P

Pv = B × H × γt

= 19.1 x 0 x 19.0

= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 ÷ 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN

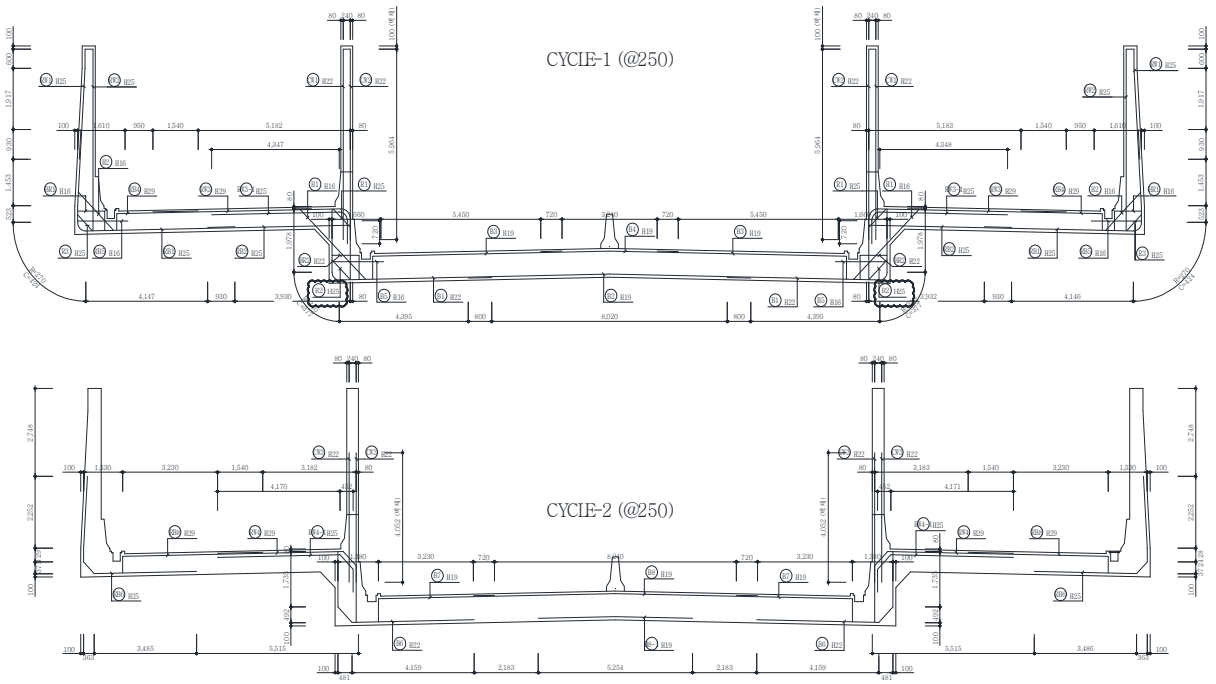
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN

(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 151 EA = 794.2 x 151 = 119,924 mm²

16. 주철근조립도



ST

국회대로 지하차도

STA.0+465.000

▣ 설계요약

1. 기초검토

구 분	지지층	Qmax(kN/㎡)	Qa(kN/㎡)	비 고
램프	퇴적층	62.86	510.68	O.K
본선	퇴적층	43.74	557.74	O.K

2. 부력검토

구 분	B(양압력), kN/m	R(저항력), kN/m	S.F	비 고
본 체	1818.029	1129.301	0.621	부력앵커 적용
	1818.029	2129.301	1.171	O.K

3. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	567.65	344.38		404.64	567.65	254.00	778.25		1.00	0.700 0.600	0.100	H25@250 + H25@250		1.37	288.50	125.00
	램프 중앙부	730.45	232.88		285.52	730.45	191.61	1005.09		1.00	0.700 0.620	0.080	H29@250 + H29@250		1.38	1039.15	125.00
	램프 접합부	1090.48	128.03		189.26	1090.48	155.40	1549.63		1.00	0.700 0.620	0.080	H29@250 + H29@250 H25@250 + H25@250		1.42	2709.08	125.00
	본선 접합부	763.81	358.72	1209.86	546.15	763.81	391.81	1827.38		1.00	0.900 0.800	0.100	H22@250 + H22@250		2.39	283.85	125.00
	본선 중앙부 (+)	407.36	73.44	1356.29	160.76	407.36	80.60	1916.63		1.00	0.900 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		4.71	1382.52	125.00
	본선 중앙부 (-)	591.95	256.90	1356.29	365.90	591.95	189.10	2139.29		1.00	0.900 0.800	0.100	H19@250 + H19@250		3.61	227.48	125.00
	램프 측구	401.26	209.66		255.61	401.26	299.03	461.26	534.25	1.00	0.470 0.370	0.100	H25@250 + H25@250	H16@150 - 2EA	1.15	284.06	125.00
	본선 측구	595.18	278.67	1211.39	432.78	595.18	374.19	1385.12		1.00	0.730 0.630	0.100	H22@250 + H22@250		2.33	156.61	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
외측벽체	중앙부(-) Mmax	113.40	76.73	40.98	66.10	113.40	105.66	685.98		1.00	0.592 0.492	0.100	H25@250 + H25@250		6.05	1480.85	125.00
	중앙부(-) Pmax	72.87	76.73	135.81	66.10	72.87	105.66	1019.68		1.00	0.592 0.492	0.100	H25@250 + H25@250		13.99	1480.85	125.00
	하단부 Mmax	559.68	349.48	140.85	406.43	559.68	238.29	836.47		1.00	0.700 0.600	0.100	H25@250 + H25@250		1.49	281.07	125.00
	하단부 Pmax	559.68	349.48	140.85	406.43	559.68	238.29	836.47		1.00	0.700 0.600	0.100	H25@250 + H25@250		1.49	281.07	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
연결부벽체	중앙부(-) Mmax	0.32	0.32	37.07	0.00	0.32	0.16	56.22		1.00	0.400 0.320	0.080	H16@250 + H@		175.68	47226.39	250.00
	중앙부(-) Pmax	0.32	0.32	37.07	0.00	0.32	0.16	56.22		1.00	0.400 0.320	0.080	H16@250 + H@		175.68	47226.39	250.00
	하단부 Mmax	515.82	211.12	122.65	233.31	515.82	1318.79	1276.89	1587.62	1.00	0.800 0.720	0.080	H29@250 + H29@250	H22@150 - 2EA	2.48	1004.80	125.00
	하단부 Pmax	171.44	211.12	139.49	266.73	171.44	1318.79	1575.39	1588.33	1.00	0.800 0.720	0.080	H29@250 + H29@250	H22@150 - 2EA	9.19	1004.80	125.00

4. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

4.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	0@	250		0.000				H	0@			0.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
		0@			0.000					0@			0.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
					0.000				H	0@			0.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	0@	250	=	0.000				H	0@	300		0.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
					0.000					0@			0.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
		0@			0.000					0@			0.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
					0.000					0@			0.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
		0@			0.000					0@			0.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	0@	250		0.000				H	0@			0.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1600.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
		0@			0.000					0@			0.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 지지력검토
16. 신축이음부 검토
17. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 U-TYPE 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 0.000 m	GL -5.300m	모래	28MPa	지반조사보고서 참고

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	E_c = 8,500 x $\sqrt[3]{(\ fck + 4\ )}$ = 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.7 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

1.8 사용프로그램

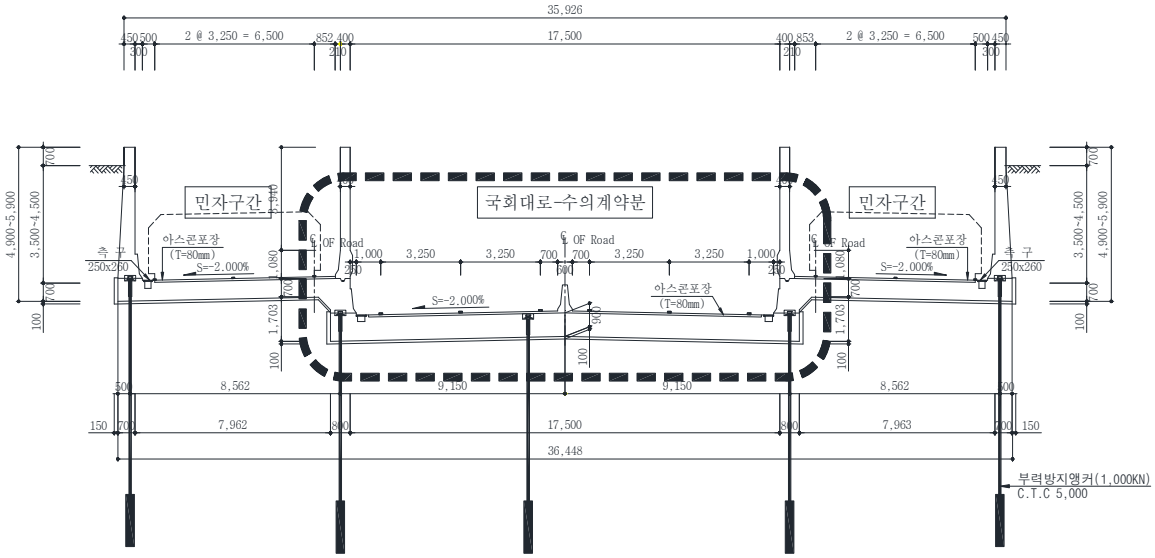
- MIDAS Civil 2009

1.10 참고문헌

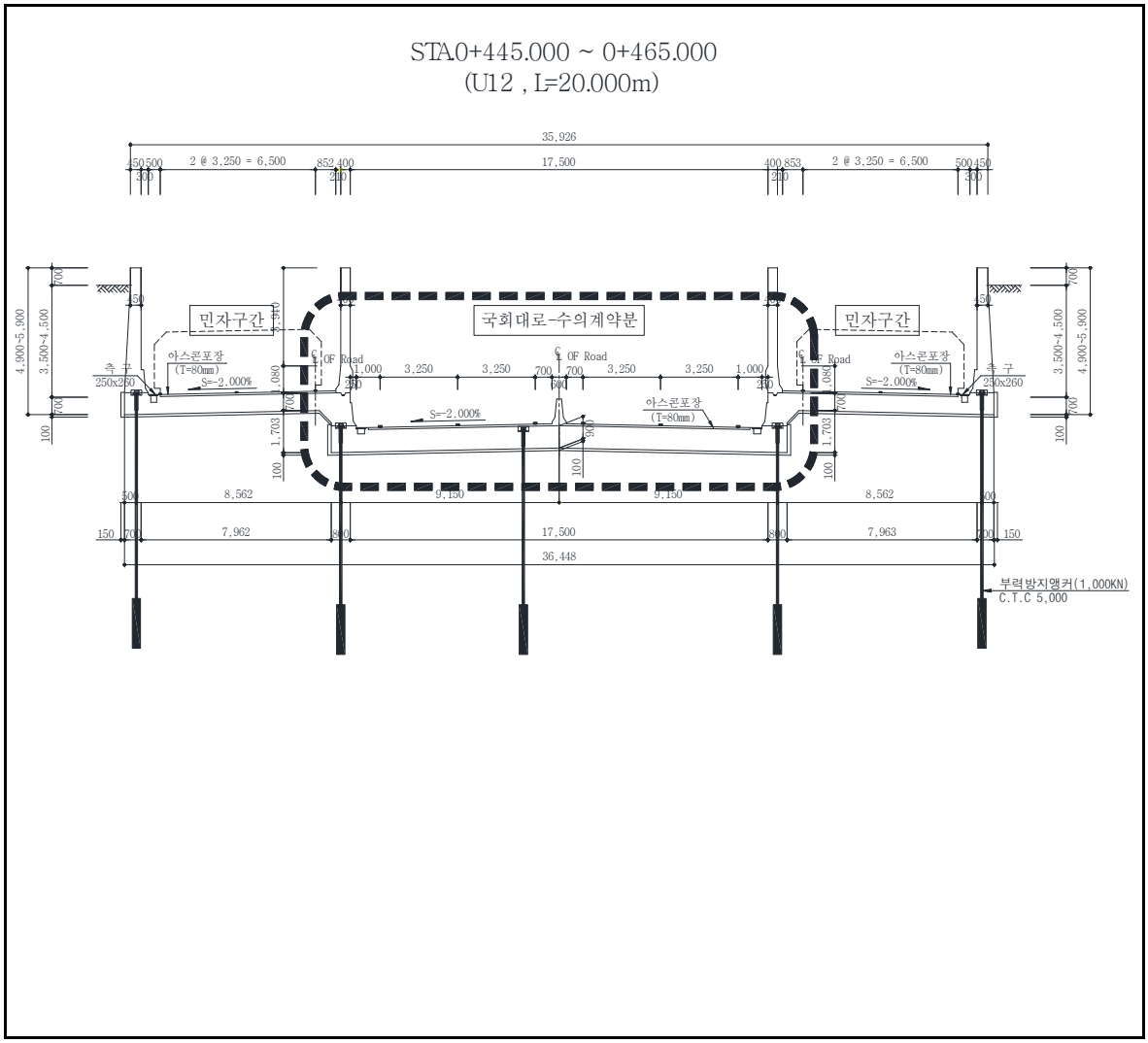
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정

STA.0+445.000 ~ 0+465.000
(U12 , L=20.000m)



3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과 : 램프

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	191.000	1,066.785	지하수위를 5.078m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -5.3m)	292.039	1,066.785	F.S = 3.653 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	1,818.029	2,129.301	F.S = 1.171 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토

3.2.1 굴착고 : 6.829 m

3.2.2 부력 작용폭 : 19.100 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 19.100 m = 191.000 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 0.00 = 0.000 Hw kN/m

= 191.000 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

3.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 1066.785 + 0.000 + 0.000 = 1066.785 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W1 (구체자중) : 램프

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.700	×	9.412	×	2	EA	=	329.420	kN/m
2)	벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.450	×	5.200	×	2	EA	=	117.000	kN/m
3)	벽체 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.250	×	4.500	× 2 EA	=	28.125	kN/m
4)	헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.500	×	0.500	× 2 EA	=	6.250	kN/m
5)	벽체 방호벽 1-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
6)	벽체 방호벽 1-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 1-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 1-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 1-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
5)	벽체 방호벽 2-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	5.020	× 2 EA	=	100.400	kN/m
6)	벽체 방호벽 2-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 2-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 2-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 2-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	595.145	kN/m

(2) W1 (구체자중) : 본선

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	19.100	×	1	EA	=	429.750	kN/m
2)	벽체	:	25.0	KN/m^3	×	0.800	×	0.631	×	2	EA	=	25.240	kN/m
3)	공동구 방호벽 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.050	×	1.080	× 2 EA	=	2.700	kN/m
4)	공동구 방호벽 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
5)	공동구 방호벽 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
6)	공동구 방호벽 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
7)	공동구 방호벽 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
8)	중앙분리대 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
9)	중앙분리대 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
10)	중앙분리대 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
11)	중앙분리대 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
12)	중앙분리대 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	471.640	kN/m

(3) W_2 (상재하중) : 없음

(4) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{1066.785}{191.000\ Hw} \geq 1.1 \Rightarrow H \leq 5.078\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 5.078m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (지하수위 : G.L-5.3m)

3.3.1 굴착고 : 6.829 m

3.3.2 부력 작용폭 : 19.100 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 1.529 × 19.100 = 292.039 KN/m

10.000 × 1.000 × 0.000 = 0.000 KN/m

= 292.039 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 1066.785 + 0.000 + 0.000 = 1066.785 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 1066.785 KN/m

② 헌치

(0.000 × 0.000)× 1/2 × 2 EA × 0.000 = 0.000 kN/m

TOTAL = 1066.785 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 0.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 0.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 0.000 ² + 10.0 × 0.000 ²

+ 2 × 19.0 × 0.000 × 0.000)× tan 20° = 0.000 kN/m

3.3.5 안정검토

$F_s = \frac{R}{U} = \frac{1066.785}{292.039} = 3.653 \geq 1.200$ ∴ O.K

3.4 완공후 부력검토 (극한수위 : G.L -1.0m)

(1) 구체자중 : 램프

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.700	×	9.412	×	2	EA	=	329.420	kN/m
2)	벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.450	×	5.200	×	2	EA	=	117.000	kN/m
3)	벽체 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.250	×	4.500	× 2 EA	=	28.125	kN/m
4)	헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.500	×	0.500	× 2 EA	=	6.250	kN/m
5)	벽체 방호벽 1-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
6)	벽체 방호벽 1-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 1-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 1-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 1-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
5)	벽체 방호벽 2-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	5.080	× 2 EA	=	101.600	kN/m
6)	벽체 방호벽 2-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 2-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 2-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 2-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	596.345	kN/m

(2) 구체자중 : 본선

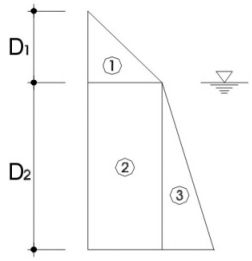
1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	19.100	×	1	EA	=	429.750	kN/m
2)	벽체	:	25.0	KN/m^3	×	0.800	×	0.631	×	2	EA	=	25.240	kN/m
3)	공동구 방호벽 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.050	×	1.080	× 2 EA	=	2.700	kN/m
4)	공동구 방호벽 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
5)	공동구 방호벽 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
6)	공동구 방호벽 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
7)	공동구 방호벽 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
8)	중앙분리대 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2 EA	=	5.400	kN/m
9)	중앙분리대 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2 EA	=	1.500	kN/m
10)	중앙분리대 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2 EA	=	1.320	kN/m
11)	중앙분리대 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2 EA	=	0.525	kN/m
12)	중앙분리대 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2 EA	=	0.930	kN/m
							Σ					=	471.640	kN/m

(2) 연직하중

1)	아스팔트	23.000	kN/m^3	×	33.324	m	×	0.080	m		=	61.316	kN/m
						Σ					=	61.316	kN/m

(3) 측면마찰력 [2·C·D] + [K_u·γ·D^2·tanδ] 여기서 C=0 이므로 [2·C·D] 항목은 제외

토압분포



1) (K_o·γ_t·D_1) x (1/2) x D_1 x tanδ x 1EA

(0.455 × 20.000 kN/m^3 × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

2) (K_o·γ_t·D_1) x D_2 x tanδ x 1EA

(0.455 × 20.000 kN/m^3 × 0.000 m) × 0.000 m

× 0.000 × 2 EA = - kN/m

3) (K_o·γ_{sub}·D_2) x (1/2) x D_2 x tanδ x 1EA

(0.455 × 11.000 kN/m^3 × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

Σ = - kN/m

(4) 양압력

양압력	:	10.000	KN/m^3	×	4.200	m	×	17.224	m	=	723.408	kN/m
양압력	:	10.000	KN/m^3	×	5.731	m	×	19.100	m	=	1,094.621	kN/m
						Σ				=	1,818.029	kN/m

(5) 안전율

안전율(S.F) = $\frac{(\ 1067.985 + 61.316 + 0.000\ )}{1818.029}$ = 0.621 < 1.05 **N.G**

∵ 부력앵커를 설치해야함

(6) 소요 부력 ANCHOR 작용력

Preq = 1818.029 × 1.05 − 1129.301 = 779.63 kN/m

(7) 사용 부력 ANCHOR 작용력

부반력 앵커 인장력 : 1000 kN

앵커 종방향 C.T.C : 5.00 m

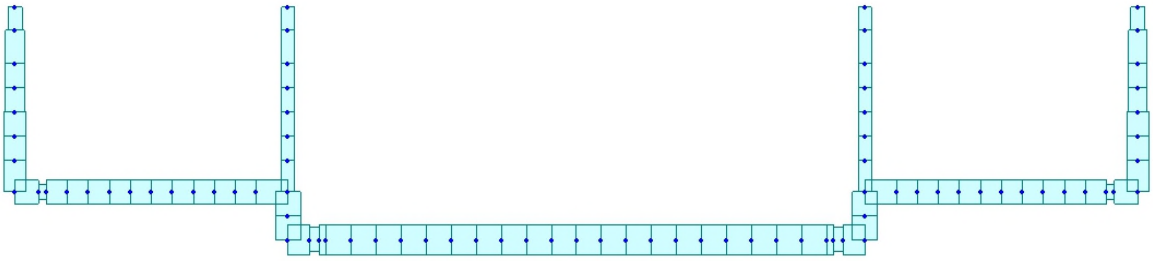
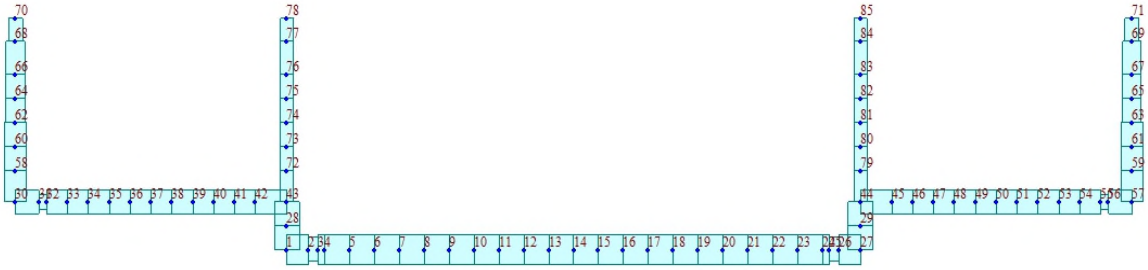
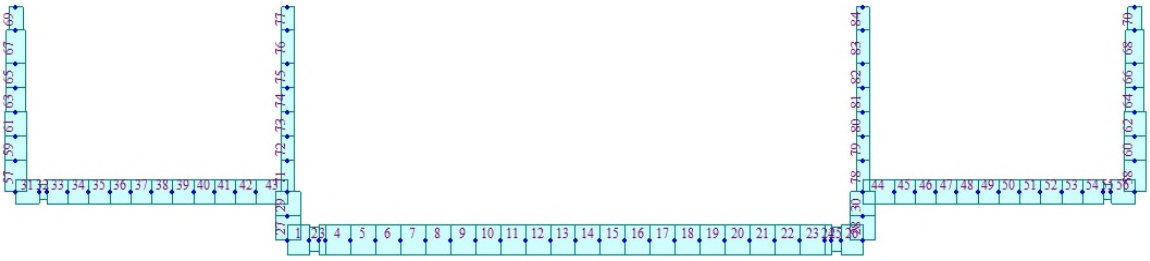
Puse = 1000.000 × 1.0 / 5.000 × 5 EA = 1000.00 kN/m > 779.63 kN/m

(8) 부력앵커 설치 후 안전율

안전율(S.F) = $\frac{(\ 1067.985 + 61.316 + 1000.000\ )}{1818.029}$ = 1.171 ≥ 1.05 **O.K**

4. 해석모델링

4.1 Modeling

모델링

절점번호

부재번호


4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	0.900	0.700	0.0607500	램프 하부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	0.700	0.700	0.0285833	외측 벽체
	2	1.000	0.800	0.800	0.0426667	접합부 벽체
	3	1.000	0.400	0.400	0.0053333	연결부 벽체

4.3 강역산정

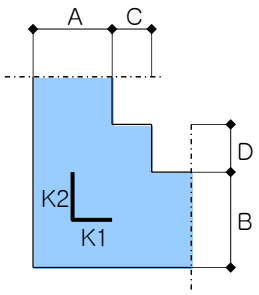
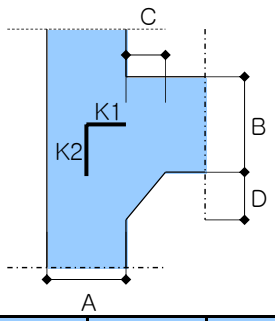
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

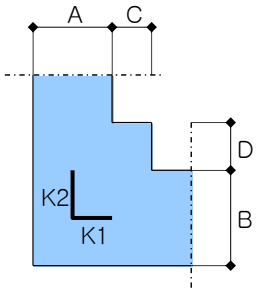
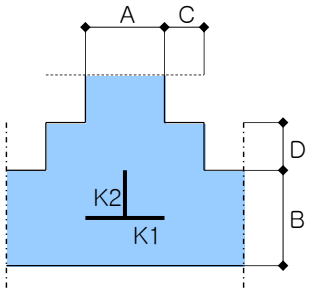
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

2) 강역설정

구분	단부			접합부		
하부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.700	m	A	0.800	m
	B	0.700	m	B	0.700	m
	C	0.000	m	C	0.500	m
	D	0.000	m	D	0.500	m
	Θ1	0.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	0.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.175	m	K1	0.550	m
	K2	0.175	m	K2	0.450	m

구분	단부				
하부슬래브 본선					
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.800	m	A	0.000	m
	B	0.900	m	B	0.000	m
	C	0.000	m	C	0.000	m
	D	0.000	m	D	0.000	m
	Θ1	0.000	°	Θ1	0.000	°
	Θ2	0.000	°	Θ2	0.000	°
	K1	0.175	m	K1	0.000	m
	K2	0.250	m	K2	0.000	m

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎡)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3)\cdot\alpha\cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서, 아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡ (지반조사보고서 참조, 보링공 내에서 측정한 변형계수 적용)

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(17.22 × 17.22) = 17.22 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (17.22 / 0.3) $^{-3/4}$ = 17,899 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.7000 + 0.7500) / 2 × 17,899	=	12,977	30 57
2	(0.7500 + 0.2500) / 2 × 17,899	=	8,950	31 56
3	(0.2500 + 0.6662) / 2 × 17,899	=	8,200	32 55
4	(0.6662 + 0.6662) / 2 × 17,899	=	11,925	33 TO41 46 TO 54
5	(0.6662 + 1.0000) / 2 × 17,899	=	14,912	42 45

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3)\cdot\alpha\cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,
아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡ (지반조사보고서 참조, 보링공 내에서 측정한 변형계수 적용)

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(19.10 × 19.10) = 19.10 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (19.10 / 0.3) $^{-3/4}$ = 16,564 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.8000 + 0.7000) / 2 × 16,564	=	12,423	1 27
2	(0.7000 + 0.3000) / 2 × 16,564	=	8,282	2 26
3	(0.3000 + 0.2000) / 2 × 16,564	=	4,141	3 25
4	(0.2000 + 0.7950) / 2 × 16,564	=	8,241	4 24
5	(0.7950 + 0.7950) / 2 × 16,564	=	13,168	5 TO 23

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

· 방호벽(램프) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	×	1	EA	=	10.800	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	1	EA	=	0.750	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	1	EA	=	0.660	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	1	EA	=	0.263	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	1	EA	=	0.465	kN/m
											=	12.938	kN/m

· 중앙분리대(본선) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	×	2	EA	=	5.400	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	2	EA	=	1.500	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	2	EA	=	1.320	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	2	EA	=	0.525	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	2	EA	=	0.930	kN/m
											=	9.675	kN/m

6.2 활하중 ····· LC02~07

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 10.000 × 0.500 ∴ W_{L2} = **5.000** kN/m^2

6.3 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2
· W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [1.000 x 19.0] = **9.500** kN/m^2
· W_{h3} = 9.500 + 0.500 × [3.850 x 19.0] = **46.075** kN/m^2
· W_{h4} = 46.075 + 0.500 × [1.431 x 19.0] = **59.670** kN/m^2

6.4토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2
· W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [1.000 x 19.0] = **9.500** kN/m^2
· W_{h3} = 9.500 + 0.500 × [3.850 x 10.0] = **28.750** kN/m^2
· W_{h4} = 28.750 + 0.500 × [1.431 x 10.0] = **35.905** kN/m^2

6.5 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 램프, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W1}) : 양수압

· W_{W1} = (3.85 + 0.000 + 0.00) × 10.0 = **38.500** kN/m^2

② 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{W2} = (3.85 + 1.431 + 0.00) × 10.0 = **52.810** kN/m^2

6.6 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

· W_{w2} = 0.000 + (0.000) x 10.0 = **0.000** kN/m^2

· W_{w3} = 0.000 + (1.000) x 10.0 = **10.000** kN/m^2

· W_{w4} = 10.000 + (3.850) x 10.0 = **48.500** kN/m^2

· W_{w5} = 48.500 + (1.431) x 10.0 = **62.810** kN/m^2

6.7 앵커하중 ····· LC21

단위 M당 작용하중 = 앵커력 / 앵커의 종방향 C.T.C

부반력 앵커 인장력 : 1000 kN

P = 1000.0 / 5.00 = **200.000** kN/m

6.8 풍하중 ····· LC22

방음벽 높이 = 4.0 m

Fw = 4.0 x 0.70 = **2.800** kN/m

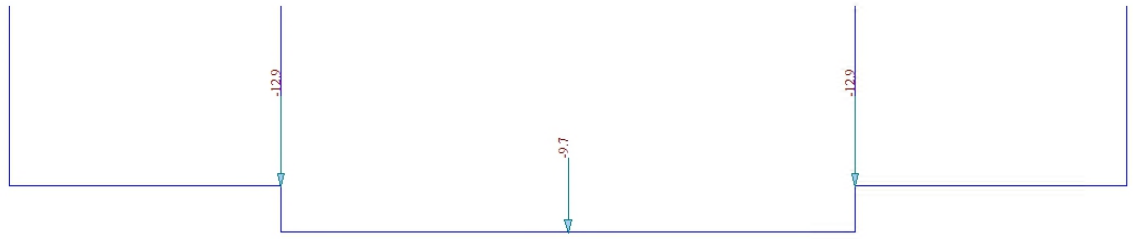
Mw = 2.8 x 4.00 / 2 = **5.600** kN*m/m

Mw = 5.6 x 4.00 (지주간격) = **22.400** kN*m/m

Vw = 1.561 = **1.561** kN/m

7. 하중재하도

LC1. 고정하중(자중)



프로그램내에서 자동 계산

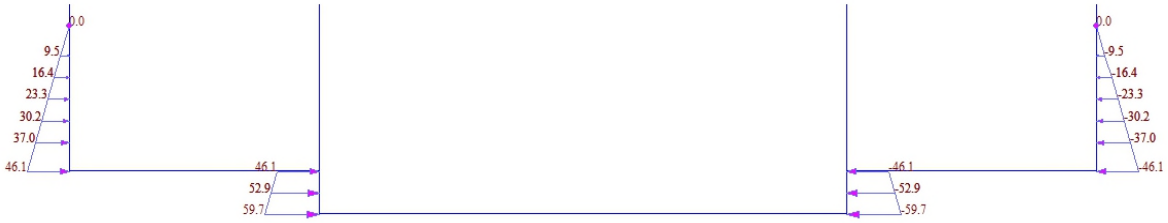
방호벽 및 중분대는 집중하중으로 재하

LC5. 활하중(수평하중 만재하시)

LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)

LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)

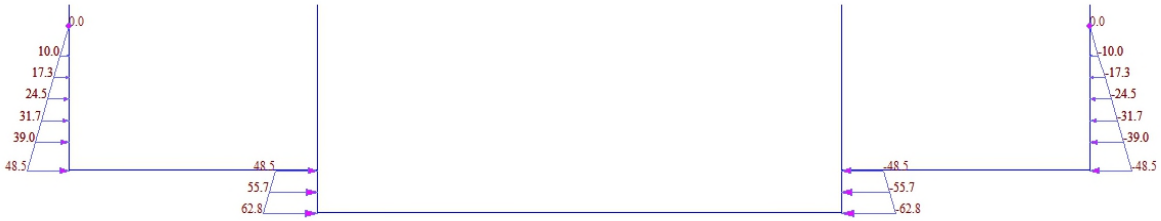
LC10. 토압(수평하중 지하수無)



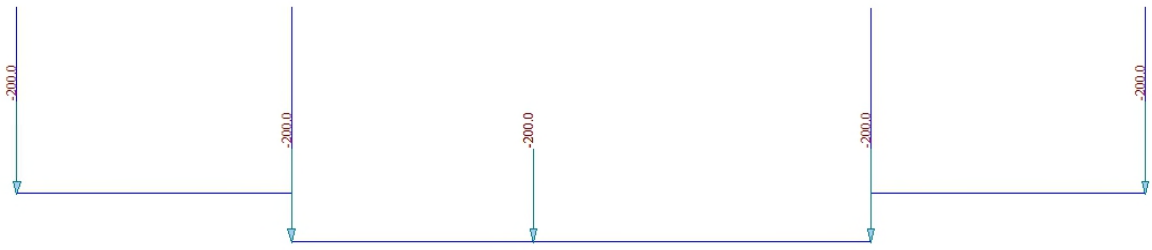
LC11. 토압(수평하중 지하수有)

LC12. 수압(연직하중)

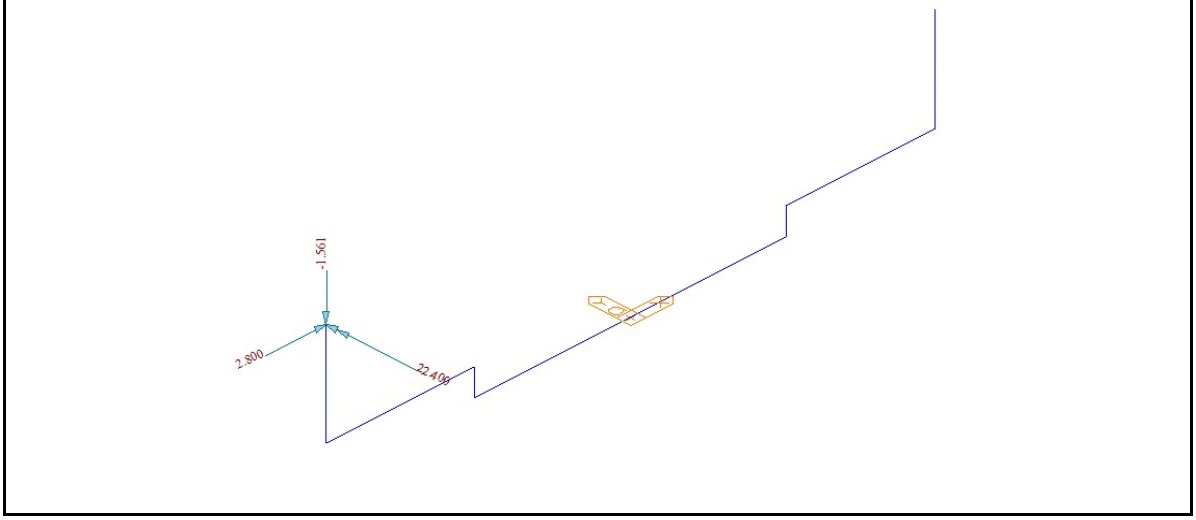
LC13. 수압(수평하중)



LC21. 앵커하중



LC22. 풍하중



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.05 − 0.025h ≥ 0.875

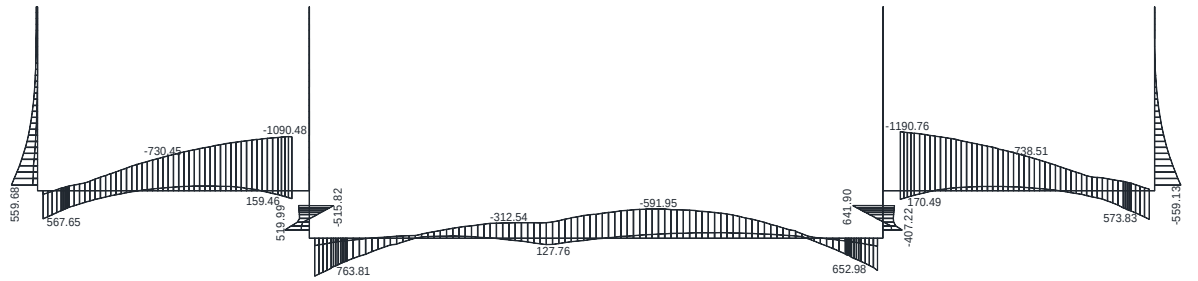
적용토피 = 0.000 m α_H = 1.05 − 0.025 × 0.00

= 1.05 ≥ 0.875 ∴ α_H = 1

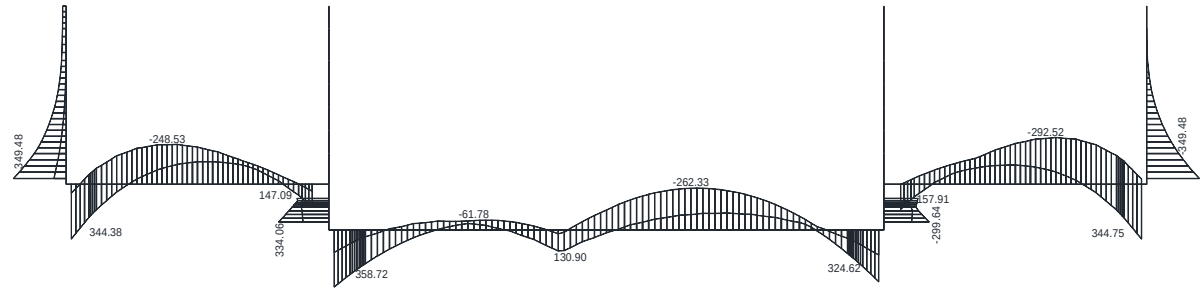
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축	앵커하중	풍하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압				
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有						
				좌측	우측		좌측	우측										
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC21	LC22	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.60		1.60				1.20	1.00		
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.60		1.60				1.20	1.00		
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.60		1.60				1.20	1.00		
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00		
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00		
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00		
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.60		0.80				1.20	1.00		
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.60		0.80				1.20	1.00		
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.60		0.80				1.20	1.00		
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00		
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00		
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00		
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60					1.00		
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		1.00		
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60					1.00		
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		1.00		
	UCOMB17	1.20					1.00									1.00	1.30	
	UCOMB18	0.90							0.90		1.60					1.00	1.30	
	UCOMB19	0.90								0.90		1.60	0.90	1.60		1.00	1.30	
	UCOMB20	0.90							0.90		0.80					1.00	1.30	
	UCOMB21	0.90								0.90		0.80	0.90	0.80		1.00	1.30	
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00	1.00		
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00	1.00		
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00	1.00		
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00	1.00		
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00	1.00		
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00	1.00		
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00		
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00		
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00		
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00					1.00		
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00		
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00					1.00		
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00		
	WCOMB17	1.00					1.00									1.00	1.00	
	WCOMB18	1.00							1.00		1.00					1.00	1.00	
	WCOMB19	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	
	WCOMB20	1.00							1.00		1.00					1.00	1.00	
	WCOMB21	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	1.00	

9. 단면력도

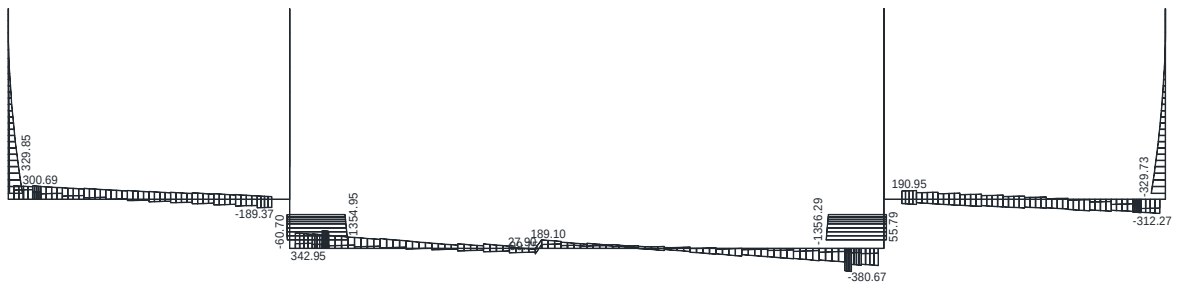
계수하중 - 모멘트도(B.M.D)



사용하중 - 모멘트도(B.M.D)



계수하중 - 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	567.650	-	254.000	344.380	404.640	-	143.590	567.650	-	254.000	344.380	상시	상시
	램프중앙부	730.450	-	191.610	232.880	285.520	-	47.380	730.450	-	191.610	232.880	상시	상시
	램프접합부	1090.480	-	151.510	128.030	189.260	-	155.400	1090.480	-	155.400	128.030	상시	지진시
	본선접합부	763.810	1209.860	391.810	358.720	546.150	551.220	193.140	763.810	1209.860	391.810	358.720	상시	상시
	본선중앙부(+)	407.360	1356.290	80.600	73.440	160.760	508.420	68.060	407.360	1356.290	80.600	73.440	상시	상시
	본선중앙부(-)	591.950	1356.290	189.100	256.900	365.900	506.700	137.110	591.950	1356.290	189.100	256.900	상시	상시
	램프측구	401.260	-	299.030	209.660	255.610	-	227.220	401.260	-	299.030	209.660	상시	상시
	본선측구	595.180	1211.390	374.190	278.670	432.780	546.790	226.640	595.180	1211.390	374.190	278.670	상시	상시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	중앙부(-)	Mmax	113.400	40.980	105.660	76.730	66.100	63.820	74.250	113.400	40.980	105.660	76.730	상시	상시
		Pmax	72.870	135.810	105.660	76.730	66.100	63.820	74.250	72.870	135.810	105.660	76.730	상시	상시
	하단부	Mmax	559.680	140.850	238.290	349.480	406.430	124.620	184.190	559.680	140.850	238.290	349.480	상시	상시
		Pmax	559.680	140.850	238.290	349.480	406.430	124.620	184.190	559.680	140.850	238.290	349.480	상시	상시

※ 벽체 : 연결부

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
연결부 벽체	중앙부(-)	Mmax	0.320	37.070	0.160	0.320	0.000	37.070	0.000	0.320	37.070	0.160	0.320	상시	상시
		Pmax	0.320	37.070	0.160	0.320	0.000	37.070	0.000	0.320	37.070	0.160	0.320	상시	상시
	하단부	Mmax	515.820	122.650	1318.790	211.120	233.310	95.480	492.070	515.820	122.650	1318.790	211.120	상시	상시
		Pmax	171.440	139.490	1318.790	211.120	266.730	85.820	492.070	171.440	139.490	1318.790	211.120	상시	상시

11. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	567.65	344.38		404.64	567.65	254.00	778.25		1.00	0.700 0.600	0.100	H25@250 + H25@250		1.37	288.50	125.00
	램프 중앙부	730.45	232.88		285.52	730.45	191.61	1005.09		1.00	0.700 0.620	0.080	H29@250 + H29@250		1.38	1039.15	125.00
	램프 접합부	1090.48	128.03		189.26	1090.48	155.40	1549.63		1.00	0.700 0.620	0.080	H29@250 + H29@250 H25@250 + H25@250		1.42	2709.08	125.00
	본선 접합부	763.81	358.72	1209.86	546.15	763.81	391.81	1827.38		1.00	0.900 0.800	0.100	H22@250 + H22@250		2.39	283.85	125.00
	본선 중앙부 (+)	407.36	73.44	1356.29	160.76	407.36	80.60	1916.63		1.00	0.900 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		4.71	1382.52	125.00
	본선 중앙부 (-)	591.95	256.90	1356.29	365.90	591.95	189.10	2139.29		1.00	0.900 0.800	0.100	H19@250 + H19@250		3.61	227.48	125.00
	램프 측구	401.26	209.66		255.61	401.26	299.03	461.26	534.25	1.00	0.470 0.370	0.100	H25@250 + H25@250	H16@150 - 2EA	1.15	284.06	125.00
	본선 측구	595.18	278.67	1211.39	432.78	595.18	374.19	1385.12		1.00	0.730 0.630	0.100	H22@250 + H22@250		2.33	156.61	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
외측벽체	중앙부(-) Mmax	113.40	76.73	40.98	66.10	113.40	105.66	685.98		1.00	0.592 0.492	0.100	H25@250 + H25@250		6.05	1480.85	125.00
	중앙부(-) Pmax	72.87	76.73	135.81	66.10	72.87	105.66	1019.68		1.00	0.592 0.492	0.100	H25@250 + H25@250		13.99	1480.85	125.00
	하단부 Mmax	559.68	349.48	140.85	406.43	559.68	238.29	836.47		1.00	0.700 0.600	0.100	H25@250 + H25@250		1.49	281.07	125.00
	하단부 Pmax	559.68	349.48	140.85	406.43	559.68	238.29	836.47		1.00	0.700 0.600	0.100	H25@250 + H25@250		1.49	281.07	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
연결부 벽체	중앙부(-) Mmax	0.32	0.32	37.07	0.00	0.32	0.16	56.22		1.00	0.400 0.320	0.080	H16@250 + H@		**175.68**	47226.39	250.00
	중앙부(-) Pmax	0.32	0.32	37.07	0.00	0.32	0.16	56.22		1.00	0.400 0.320	0.080	H16@250 + H@		**175.68**	47226.39	250.00
	하단부 Mmax	515.82	211.12	122.65	233.31	515.82	1318.79	1276.89	1587.62	1.00	0.800 0.720	0.080	H29@250 + H29@250	H22@150 - 2EA	**2.48**	1004.80	125.00
	하단부 Pmax	171.44	211.12	139.49	266.73	171.44	1318.79	1575.39	1588.33	1.00	0.800 0.720	0.080	H29@250 + H29@250	H22@150 - 2EA	**9.19**	1004.80	125.00

12. 단면설계

12.1 하부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	700.000	600.000	600.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
567.650	254.000	344.380	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 50.635 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 204000.000 As - 567650000 = 0

∴ Required As = 2905.185 ㎟ [p = 0.00484]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 13185.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2100.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1948.557 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2100.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3873.580 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 59.571 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (600.000 - 59.571) / 59.571

= 0.0272

· ε_t = 0.0272 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 778.248 kN.m > Mu = 567.650 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 389.711 kN > Vu = 254.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 194.856 kN < Vu = 254.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00676

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.264

· j = 1 - k / 3 = 0.912

· x = k·d = 158.321 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.950 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 155.249 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 155.249 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 288.498 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 405.799 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 288.498 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	700.000	620.000	620.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
730.450	191.610	232.880	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 63.663 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 210800.000 As - 730450000 = 0

∴ Required As = 3652.665 ㎟ [p = 0.00589]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 13624.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2170.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2013.509 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2170.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4870.220 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 74.898 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (620.000 - 74.898) / 74.898

= 0.0218

· ε_t = 0.0218 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1005.087 kN.m > Mu = 730.450 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 402.702 kN > Vu = 191.610 kN

· 1/2·Øv·Vc = 201.351 kN > Vu = 191.610 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00829

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.288

· j = 1 - k / 3 = 0.904

· x = k·d = 178.274 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.661 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 80.836 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 80.836 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1135.183 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1039.146 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1039.146 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	700.000	575.905	575.905
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1090.480	155.400	128.030	124.095	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 107.007 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 195807.571 As - 1090480000 = 0

∴ Required As = 6139.523 ㎟ [p = 0.01066]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 12655.504 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2015.666 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1870.305 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2015.666 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 8186.031 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	9192.800	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 125.891 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (575.905 - 125.891) / 125.891

= 0.0107

· ε_t = 0.0107 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1549.627 kN.m > Mu = 1090.480 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 374.061 kN > Vu = 155.400 kN

· 1/2·Øv·Vc = 187.031 kN > Vu = 155.400 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01596

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.374

· j = 1 - k / 3 = 0.875

· x = k·d = 215.399 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.358 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 27.628 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 31.007 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 3222.596 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 2709.077 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 2709.077 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	470.000	370.000	370.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
401.260	299.030	209.660	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 60.547 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 125800.000 As - 401260000 = 0

∴ Required As = 3473.903 ㎟ [p = 0.00939]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 8130.750 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1295.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1201.610 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1295.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4631.871 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 71.232 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (370.000 - 71.232) / 71.232

= 0.0126

· ε_t = 0.0126 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 461.256 kN.m > Mu = 401.260 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 240.322 kN < Vu = 299.030 kN

· 1/2·Øv·Vc = 120.161 kN < Vu = 299.030 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 185 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 79.335 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 79.335 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 240.322 kN + 293.928 kN

= 534.250 kN > Vu = 299.030 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01096

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.322

· j = 1 - k / 3 = 0.893

· x = k·d = 119.283 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 10.645 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 156.620 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 156.620 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 284.061 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 402.249 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 284.061 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 램프-벽체 단면검토

12.2.1 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	113.400	105.660	40.980	76.730
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	592.000	492.000	100.000	80.000	492.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2767.204	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0103] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 295.200 mm

· a = β1·c = 250.920 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13586400 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 287.092 mm

· d" = X - H + d = 187.092 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5758.614 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4901.379 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1508.606 kN.m

· eb = Mb / Pb = 307.792 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 78.373 mm로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 92.203 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 79.410 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 291.644 kN

∴ a = 78.373 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1798.660 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 114.433 kN

· Ts = fs·As = 1621.440 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 861.604 kN.m

· e' = e + X - dc = 2954.296 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000004 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (492.000 - 92.203) / 92.203

= 0.01301

· ε_t = 0.0130 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 247.897 kN > Pu = 40.980 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 685.981 kN.m > Mu = 113.400 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 321.143 kN > Vu = 105.660 kN

· 1/2·Øv·Vc = 160.572 kN > Vu = 105.660 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00824

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.287

· j = 1 - k / 3 = 0.904

· x = k·d = 141.204 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.443 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 42.543 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 42.543 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1632.318 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1480.855 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1480.855 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	72.870	105.660	135.810	76.730
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	592.000	492.000	100.000	80.000	492.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
536.558	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0103] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 295.200 mm

· a = β1·c = 250.920 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13586400 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 287.092 mm

· d" = X - H + d = 187.092 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5758.614 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4901.379 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1508.606 kN.m

· eb = Mb / Pb = 307.792 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 142.410 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 167.541 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 313.504 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 2235.767 kN

∴ a = 142.410 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 3268.310 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 588.895 kN

· Ts = fs·As = 1621.440 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1617.913 kN.m

· e' = e + X - dc = 723.650 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (492.000 - 167.541) / 167.541

= 0.00581

· ε_t = 0.0058 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 1900.402 kN > Pu = 135.810 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 1019.677 kN.m > Mu = 72.870 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 324.800 kN > Vu = 105.660 kN

· 1/2·Øv·Vc = 162.400 kN > Vu = 105.660 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00824

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.287

· j = 1 - k / 3 = 0.904

· x = k·d = 141.204 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.443 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 42.543 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 42.543 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1632.318 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1480.855 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1480.855 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	559.680	238.290	140.850	349.480
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	700.000	600.000	100.000	80.000	600.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3973.589	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0103] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 360.000 mm

· a = β1·c = 306.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 16065000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 346.715 mm

· d" = X - H + d = 246.715 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 7022.700 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 1197.812 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6599.072 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2133.919 kN.m

· eb = Mb / Pb = 323.367 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 75.938 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 89.338 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 62.716 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 247.656 kN

∴ a = 75.938 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1742.777 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 126.329 kN

· Ts = fs·As = 1621.440 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1045.186 kN.m

· e' = e + X - dc = 4220.304 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000010 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (600.000 - 89.338) / 89.338

= 0.01715

· ε_t = 0.0172 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 210.508 kN > Pu = 140.850 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 836.472 kN.m > Mu = 559.680 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 395.313 kN > Vu = 238.290 kN

· 1/2·Øv·Vc = 197.657 kN < Vu = 238.290 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00676

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.264

· j = 1 - k / 3 = 0.912

· x = k·d = 158.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.064 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 157.556 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 157.556 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 281.072 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 399.858 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 281.072 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	559.680	238.290	140.850	349.480
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	700.000	600.000	100.000	80.000	600.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3973.589	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0103] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 360.000 mm

· a = β1·c = 306.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 16065000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 346.715 mm

· d" = X - H + d = 246.715 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 7022.700 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 1197.812 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6599.072 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2133.919 kN.m

· eb = Mb / Pb = 323.367 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 75.938 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 89.338 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 62.716 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 247.656 kN

∴ a = 75.938 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1742.777 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 126.329 kN

· Ts = fs·As = 1621.440 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1045.186 kN.m

· e' = e + X - dc = 4220.304 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000010 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (600.000 - 89.338) / 89.338

= 0.01715

· ε_t = 0.0172 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 210.508 kN > Pu = 140.850 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 836.472 kN.m > Mu = 559.680 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 395.313 kN > Vu = 238.290 kN

· 1/2·Øv·Vc = 197.657 kN < Vu = 238.290 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00676

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.264

· j = 1 - k / 3 = 0.912

· x = k·d = 158.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.064 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 157.556 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 157.556 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 281.072 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 399.858 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 281.072 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 연결부 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	0.320	0.160	37.070	0.320
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	400.000	320.000	80.000	100.000	320.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
8.632	0.850	0.70	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	794.400	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0040] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 192.000 mm

· a = β1·c = 163.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 9180000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 199.353 mm

· d" = X - H + d = 119.353 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 3745.440 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 317.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3727.209 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 513.956 kN.m

· eb = Mb / Pb = 137.893 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 386.179 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 454.328 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = -177.398 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 400.000 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 9303.275 kN

∴ a = 386.180 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8862.831 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fs·As = -140.925 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1190.678 kN.m

· e' = e + X - dc = 127.985 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (320.000 - 454.328) / 454.328

= -0.00089

· ε_t = -0.0009 ≤ 0.002 이므로 압축지배단면 ⇒ Øf = 0.70 적용

∴ Ø Pn = 6512.293 kN > Pu = 37.070 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 56.216 kN.m > Mu = 0.320 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 209.222 kN > Vu = 0.160 kN

· 1/2·Øv·Vc = 104.611 kN > Vu = 0.160 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00248

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.170

· j = 1 - k / 3 = 0.943

· x = k·d = 54.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.039 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 1.334 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 1.334 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 58852.984 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 47226.387 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 47226.387 mn > 250.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 연결부 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	0.320	0.160	37.070	0.320
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	400.000	320.000	80.000	100.000	320.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
8.632	0.850	0.70	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	794.400	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0040] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 192.000 mm

· a = β1·c = 163.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 9180000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 199.353 mm

· d" = X - H + d = 119.353 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 3745.440 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 317.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3727.209 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 513.956 kN.m

· eb = Mb / Pb = 137.893 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 386.179 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 454.328 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = -177.398 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 400.000 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 9303.275 kN

∴ a = 386.180 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8862.831 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fs·As = -140.925 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1190.678 kN.m

· e' = e + X - dc = 127.985 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (320.000 - 454.328) / 454.328

= -0.00089

· ε_t = -0.0009 ≤ 0.002 이므로 압축지배단면 ⇒ Øf = 0.70 적용

∴ Ø Pn = 6512.293 kN > Pu = 37.070 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 56.216 kN.m > Mu = 0.320 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 209.222 kN > Vu = 0.160 kN

· 1/2·Øv·Vc = 104.611 kN > Vu = 0.160 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00248

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.170

· j = 1 - k / 3 = 0.943

· x = k·d = 54.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.039 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 1.334 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 1.334 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 58852.984 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 47226.387 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 47226.387 mn > 250.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 연결부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	515.820	1318.790	122.650	211.120
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	720.000	80.000	100.000	720.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
4205.626	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0096] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 432.000 mm

· a = β1·c = 367.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 383.703 mm

· d" = X - H + d = 303.703 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8427.240 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7340.428 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2891.760 kN.m

· eb = Mb / Pb = 393.950 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 98.499 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 115.881 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 82.228 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 357.194 kN

∴ a = 98.499 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2260.552 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 152.321 kN

· Ts = fs·As = 2055.680 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1610.705 kN.m

· e' = e + X - dc = 4509.329 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000001 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (720.000 - 115.881) / 115.881

= 0.01564

· ε_t = 0.0156 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 303.615 kN > Pu = 122.650 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 1276.891 kN.m > Mu = 515.820 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 472.775 kN < Vu = 1318.790 kN

· 1/2·Øv·Vc = 236.388 kN < Vu = 1318.790 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 360 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 587.510 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 587.510 ㎟

· USE Av = H 22 × 2 EA/M = 774.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 472.775 kN + 1114.848 kN

= 1587.623 kN > Vu = 1318.790 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00714

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.270

· j = 1 - k / 3 = 0.910

· x = k·d = 194.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.315 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 62.699 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 62.699 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1510.918 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1339.734 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1339.734 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 연결부 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	171.440	1318.790	139.490	211.120
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	720.000	80.000	100.000	720.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1229.049	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0096] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 432.000 mm

· a = β1·c = 367.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 383.703 mm

· d" = X - H + d = 303.703 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8427.240 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7340.428 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2891.760 kN.m

· eb = Mb / Pb = 393.950 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 133.457 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 157.009 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 217.856 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 1507.993 kN

∴ a = 133.457 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 3062.838 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 500.830 kN

· Ts = fs·As = 2055.680 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 2311.379 kN.m

· e' = e + X - dc = 1532.752 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (720.000 - 157.009) / 157.009

= 0.01076

· ε_t = 0.0108 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 1281.794 kN > Pu = 139.490 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 1575.387 kN.m > Mu = 171.440 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 473.478 kN < Vu = 1318.790 kN

· 1/2·Øv·Vc = 236.739 kN < Vu = 1318.790 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 360 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 587.022 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 587.022 ㎟

· USE Av = H 22 × 2 EA/M = 774.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 473.478 kN + 1114.848 kN

= 1588.326 kN > Vu = 1318.790 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00714

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.270

· j = 1 - k / 3 = 0.910

· x = k·d = 194.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.315 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 62.699 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 62.699 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1510.918 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1339.734 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1339.734 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.9 본선접합부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 763.810 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1209.860 KN
단면의 두께 H = 900.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 800.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm
작 용 편 심 e = 631.321 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 100mm) : H 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 80mm) : H 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 480.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 408.00 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 20,655,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 448.93 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 9,363,601.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 1,167,648.0 N
(εsc > εy --> fs = fy = 400.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,238,720.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 9,292,529.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 3,159,075,000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 339.959 mm
e ≥eb -------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.

c = 187.170 mm로 가정하면.. a = k1·c = 159.095 mm

εsc = 0.0017 fs = 343.55 MPa

Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc-0.85·fck) - Ast·fy

= 3,405,330.0 N

Mn = 0.85·fck·a·b·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dc) + Ast·fst·(d-x)

= 2,149,857,000.0 N·mm

e' = Mn/Pn = 631.321 mm ≒ e = 631.321 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00982

0.005 ≤ εt = 0.00982 -------> 인장지배단면

0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.

보정 Ø= 0.85

ØPn = 2894.531 KN ≥ Pu = 1209.860 KN ∴O.K

ØMn = 1827.378 KN·m ≥ Mu = 763.810 KN·m ∴O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00387

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.207

· j = 1 - k / 3 = 0.931

· x = k·d = 165.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.817 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 155.526 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 155.526 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 283.846 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 405.077 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 283.846 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 391.810 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 569.509 KN

Øv·Vc = 569.509 KN ≥ Vu = 391.810 KN.. ∴전단철근 필요없음.

12.2.10 본선측구

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 595.180 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1211.390 KN
단면의 두께 H = 730.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 630.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm
작 용 편 심 e = 491.320 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 100mm) : H 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 80mm) : H 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 378.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 321.30 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 16,753,500.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 363.71 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 7,373,836.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 1,167,648.0 N
(εsc > εy --> fs = fy = 400.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,238,720.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 7,302,764.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 2,158,476,000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 295.570 mm
e ≥eb -------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.

c = 183.451 mm로 가정하면.. a = k1·c = 155.934 mm

εsc = 0.0017 fs = 338.35 MPa

Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc-0.85·fck) - Ast·fy

= 3,316,689.0 N

Mn = 0.85·fck·a·b·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dc) + Ast·fst·(d-x)

= 1,629,556,000.0 N·mm

e' = Mn/Pn = 491.320 mm ≒ e = 491.320 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.0073

0.005 ≤ εt = 0.0073 -------> 인장지배단면

0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.

보정 Ø= 0.85

ØPn = 2819.186 KN ≥ Pu = 1211.390 KN ∴O.K

ØMn = 1385.122 KN·m ≥ Mu = 595.180 KN·m ∴O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00492

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 144.900 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.879 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 207.721 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 207.721 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 156.614 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 303.291 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 156.614 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 374.190 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 457.700 KN

Øv·Vc = 457.700 KN ≥ Vu = 374.190 KN.. ∴전단철근 필요없음.

12.2.11 본선중앙부(-)

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 407.360 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1356.290 KN
단면의 두께 H = 900.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 820.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm
작 용 편 심 e = 300.349 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 80mm) : H 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 100mm) : H 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 492.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 418.20 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 20,655,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 450.82 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 9,597,691.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 864,198.6 N
(εsc > εy --> fs = fy = 400.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 916,800.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 9,545,090.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 2,961,551,000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 310.270 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 92.483 mm < e = 300.349 mm

---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.

c = 503.320 mm로 가정하면.. a = k1·c = 427.822 mm

fsc = 400.00 MPa, fst = 377.51 MPa

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 9,817,455.0 N

Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)

= 2,948,660,000.0 N·mm

e' = Mn/Pn = 300.349 mm ≒ e = 300.349 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00189

εt = 0.00189 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.

ØPn = 6381.346 KN ≥ Pu = 1356.290 KN ∴O.K

ØMn = 1916.629 KN·m ≥ Mu = 407.360 KN·m ∴O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00492

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 144.900 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 1.442 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 45.569 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 45.569 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1551.899 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1382.519 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1382.519 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 80.600 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 589.936 KN

Øv·Vc = 589.936 KN ≥ Vu = 80.600 KN.. ∴전단철근 필요없음.

12.2.12 본선중앙부(+)

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 591.950 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1356.290 KN
단면의 두께 H = 900.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 800.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm
작 용 편 심 e = 436.448 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 100mm) : H 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 80mm) : H 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 480.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 408.00 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 20,655,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 449.18 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 9,363,601.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 864,198.6 N
(εsc > εy --> fs = fy = 400.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 916,800.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 9,311,000.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 2,936,487,000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 315.378 mm
e ≥eb -------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.

c = 298.305 mm로 가정하면.. a = k1·c = 253.559 mm

εsc = 0.0022 fs = 400.00 MPa

Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc-0.85·fck) - Ast·fy

= 5,766,573.0 N

Mn = 0.85·fck·a·b·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dc) + Ast·fst·(d-x)

= 2,516,809,000.0 N·mm

e' = Mn/Pn = 436.448 mm ≒ e = 436.448 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00505

0.005 ≤ εt = 0.00505 -------> 인장지배단면

0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.

보정 Ø= 0.85

ØPn = 4901.587 KN ≥ Pu = 1356.290 KN ∴O.K

ØMn = 2139.287 KN·m ≥ Mu = 591.950 KN·m ∴O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00492

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 144.900 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.491 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 173.562 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 173.562 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 227.478 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 362.983 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 227.478 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 189.100 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 575.548 KN

Øv·Vc = 575.548 KN ≥ Vu = 189.100 KN.. ∴전단철근 필요없음.

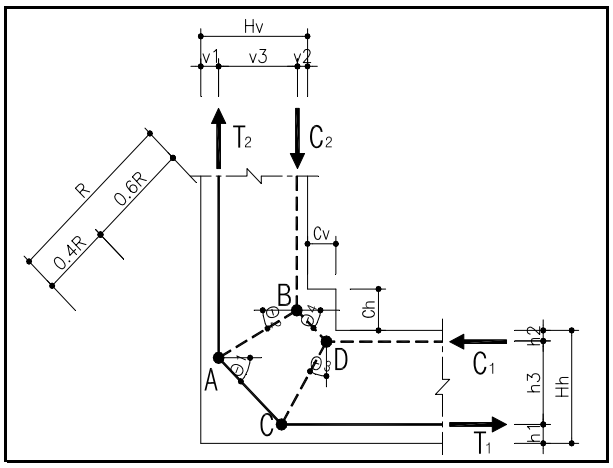
13. 우각부 보강검토

13.1 하부슬래브(램프-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	700.00 mm	벽체 높이	H_v	=	700.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	520.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	520.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	567.650 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 989.95 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

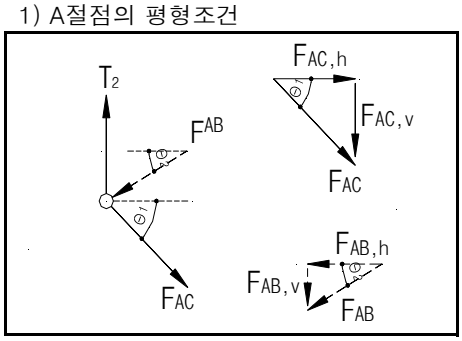
Θ_2 = 20.46°

Θ_3 = 20.46°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

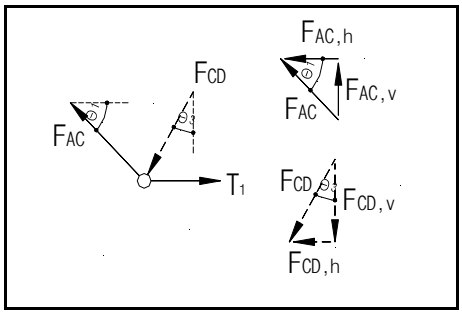
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{567.650}{0.520} =$ 1,091.635 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{567.650}{0.520} =$ 1,091.635 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,124.339 kN

식 ⑥ 으로부터

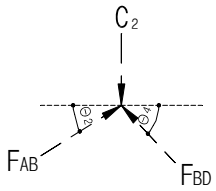
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,124.339 kN

따라서 F_{AC} = **1,124.339** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 848.555 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1,124.339 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 848.555 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,124.339**	타이
AB	**-848.555**	스트럿
BD	**-1,124.339**	스트럿
CD	**-848.555**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,124.339 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1,124,339.396}{0.85 \times 400} = 3,306.88 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(2 cycle)
	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**4,053.60**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 4,053.60 mm^2 > 3,306.88 mm^2 ……O.K

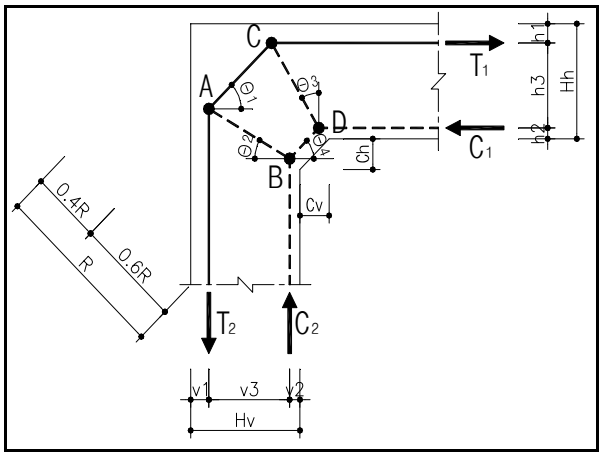
13. 우각부 보강검토

13.2 하부슬래브 (램프 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	700.00 mm	벽체 높이	H_v	=	800.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	520.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	620.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1090.480 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1414.21 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

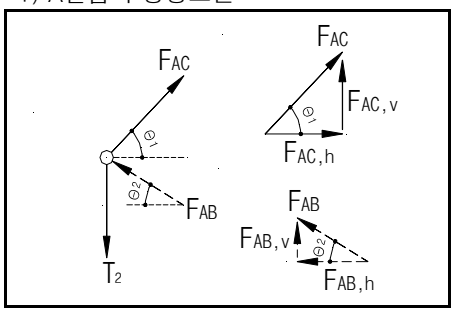
Θ_2 = 30.14°

Θ_3 = 41.50°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

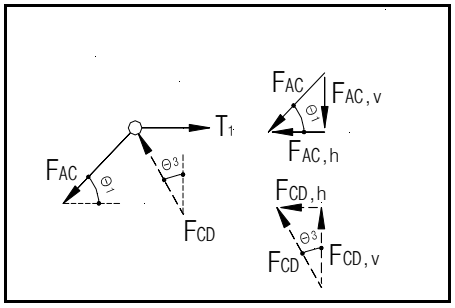
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin \Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos \Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin \Theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin \Theta = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3$ => $F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{1,090.480}{0.520} =$ 2,097.077 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{1,090.480}{0.620} =$ 1,758.839 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,573.644 kN

식 ⑥ 으로부터

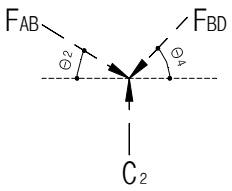
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,573.644 kN

따라서 $F_{AC} =$ **1,573.644** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}286.712 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}573.644 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}485.634 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,573.644	타이
AB	-1,286.712	스트럿
BD	-1,573.644	스트럿
CD	-1,485.634	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,573.644 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}573{,}644.495}{0.85 \times 400} = 4{,}628.37 \quad mm^2$$

사용철근량

2단 주철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(1 cycle)
	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**6,623.20**	mm^2	

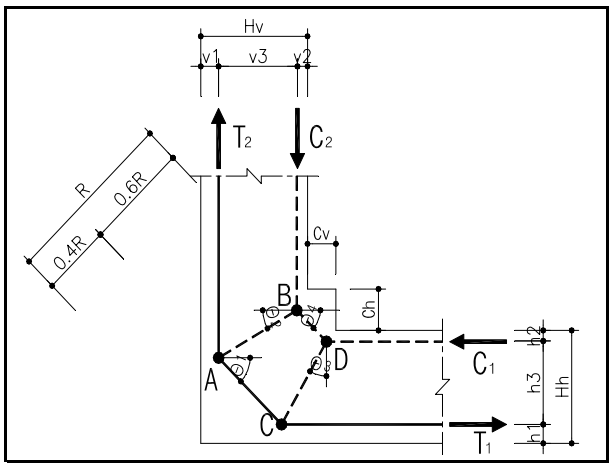
$A_{s,used}$ = 6,623.20 mm^2 > 4,628.37 mm^2 ……O.K

13.3 하부슬래브(본선 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	800.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	620.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	763.810 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1204.16 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

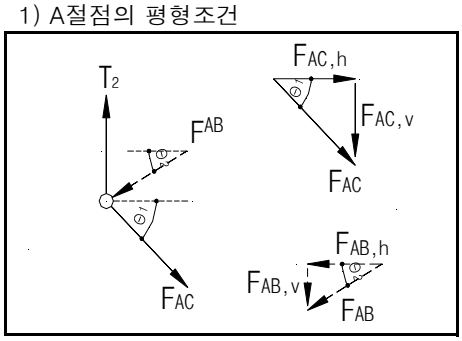
Θ_2 = 21.84°

Θ_3 = 11.65°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

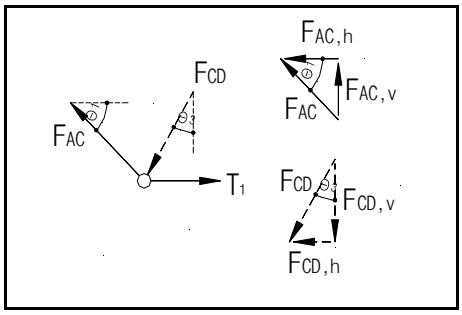
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{763.810}{0.720} =$ 1,060.847 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{763.810}{0.620} =$ 1,231.952 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,243.744 kN

식 ⑥ 으로부터

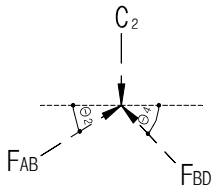
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,243.744 kN

따라서 F_{AC} = **1,243.744** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 947.471 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1,243.744 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 897.971 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,243.744**	타이
AB	**-947.471**	스트럿
BD	**-1,243.744**	스트럿
CD	**-897.971**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,243.744 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1,243,744.470}{0.85 \times 400} = 3,658.07 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**3,096.80**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 3,096.80 mm^2 < 3,658.07 mm^2 ……**N.G**

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	0@	250		0.000				H	0@			0.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
		0@			0.000					0@			0.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
					0.000				H	0@			0.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	0@	250	=	0.000				H	0@	300		0.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
					0.000					0@			0.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
		0@			0.000					0@			0.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
					0.000					0@			0.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
		0@			0.000					0@			0.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	0@	250		0.000				H	0@			0.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1600.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
		0@			0.000					0@			0.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	

15. 지지력 검토

15.1 하중 산정 : 램프

15.1.1 고정하중

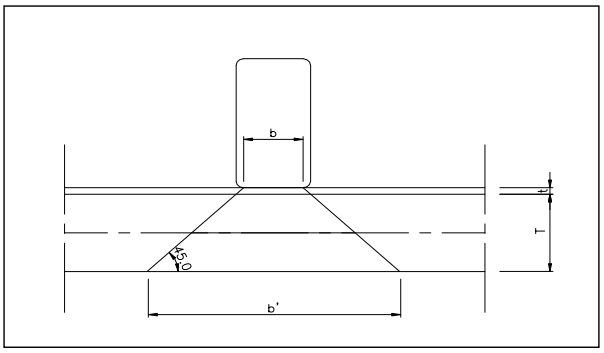
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 596.35 / 17.224 = 34.623 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

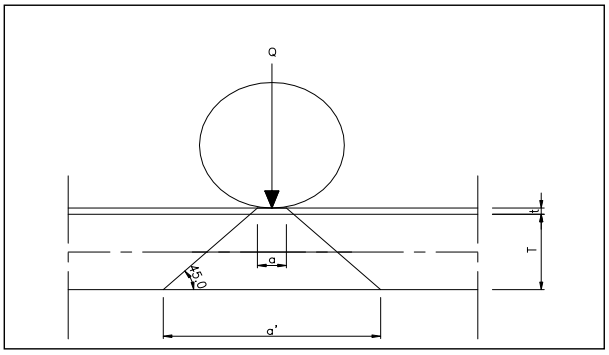


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 700.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.700 + 0.050) x cot 45°

= 2.00 m



a' = 0.200 + 2 x (0.700 + 0.050) x cot 45°

= 1.70 m

Qz' = 96.000 / (2.000 x 1.700) = 28.235 kN/m^2

15.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 34.623 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 28.235

= 62.858 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 62.858 kN/m^2 < Qa = 510.680 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

15.3 하중 산정 : 본선

15.3.1 고정하중

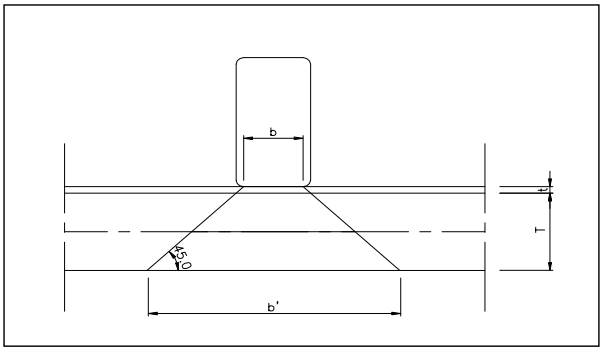
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 471.64 / 19.100 = 24.693 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

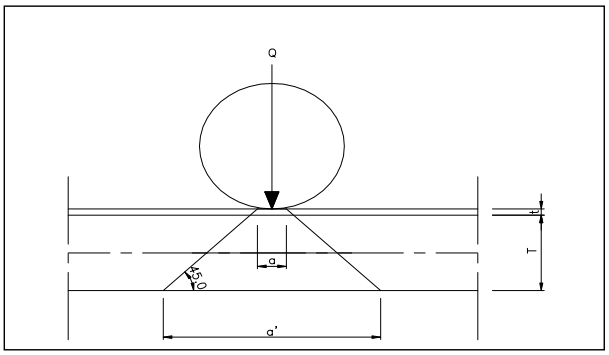


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 900.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.40 m



a' = 0.200 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.10 m

Qz' = 96.000 / (2.400 x 2.100) = 19.048 kN/m^2

15.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 24.693 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 19.048

= 43.741 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

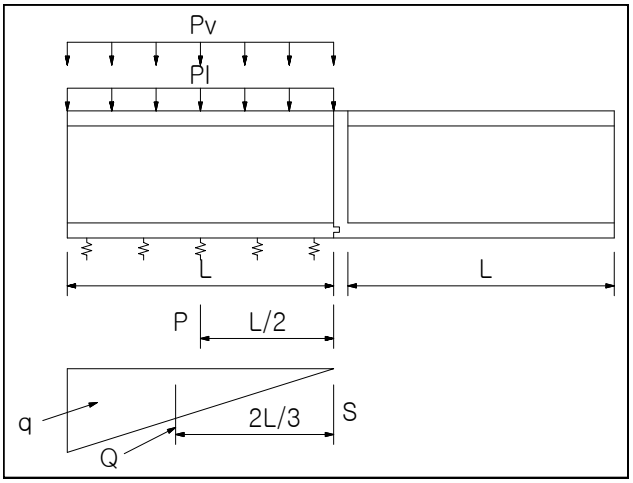
Qmax = 43.741 kN/m^2 < Qa = 557.740 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16. 신축이음부 검토

16-1. 램프

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

Pv = B × H × γt
= 9.412 x 0 x 19.0
= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 : 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

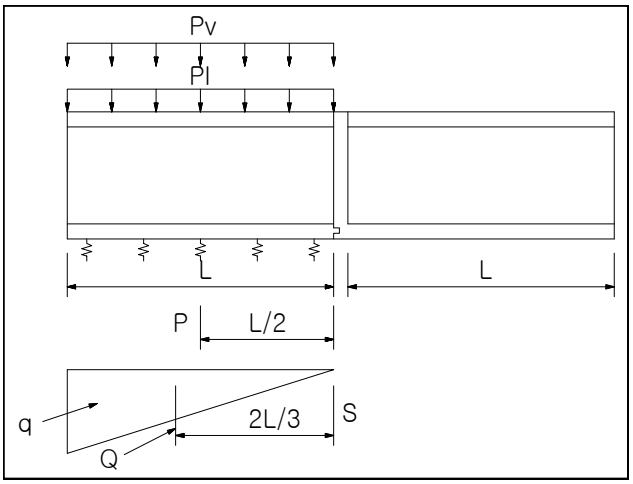
Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN
(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²
☞ 사용철근량 As = D32- 87 EA = 794.2 x 87 = 69,095 mm²

16-2. 본선

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



P = ∑Pl + ∑Pv Q = ∑q

P - S - Q = 0

P × L/2 - Q × 2/3 × L = 0

윗식에서

S = -1/4 × P

Pv = B × H × γt

= 19.1 x 0 x 19.0

= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 ÷ 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN

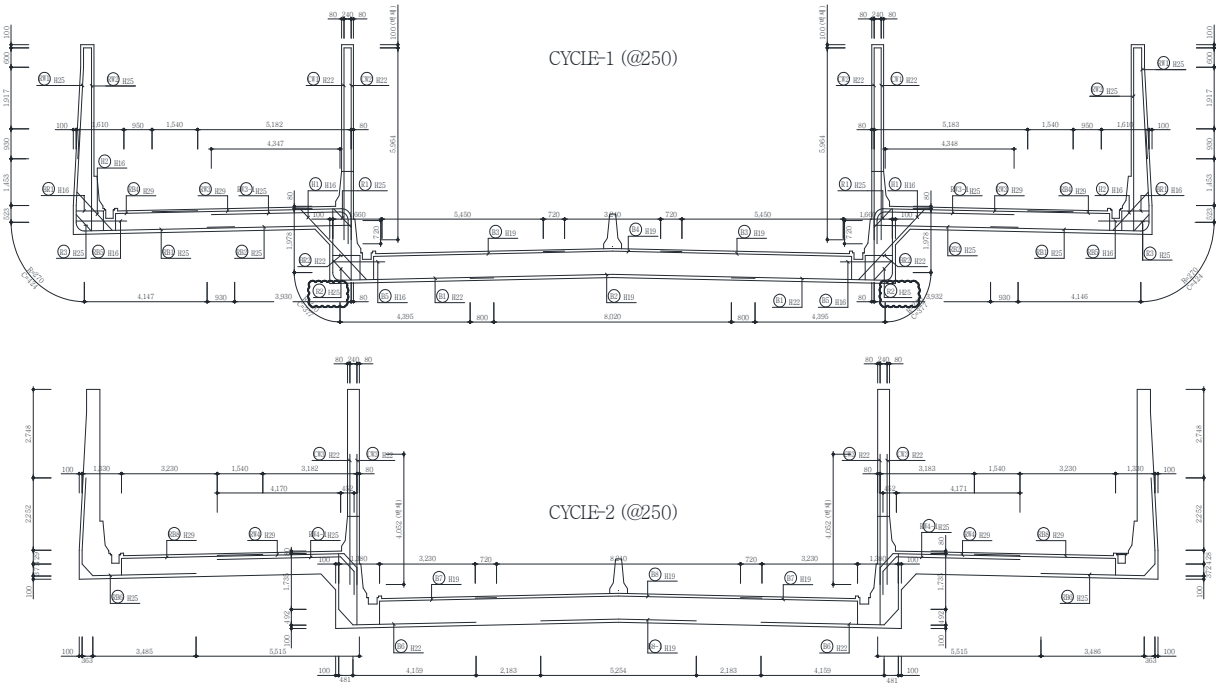
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN

(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 151 EA = 794.2 x 151 = 119,924 mm²

16. 주철근조립도



1.10 U13(STA.0+485.0)

국회대로 지하차도

STA.0+468.500 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

$D / B_o \geq 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
$D / B_o < 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 5.3 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8{,}500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간벽체	외측벽체
상면(벽체외측)	100	80	80	100
하면(벽체내측)	80	100	80	80

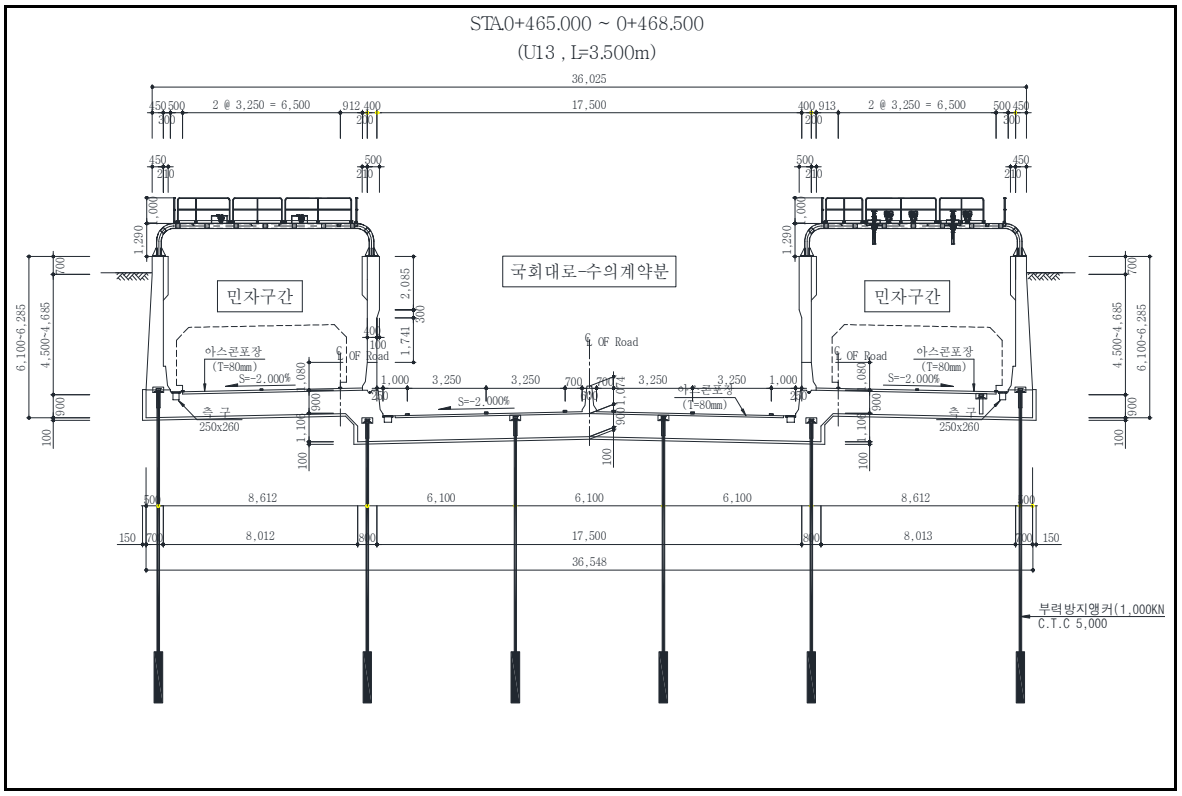
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

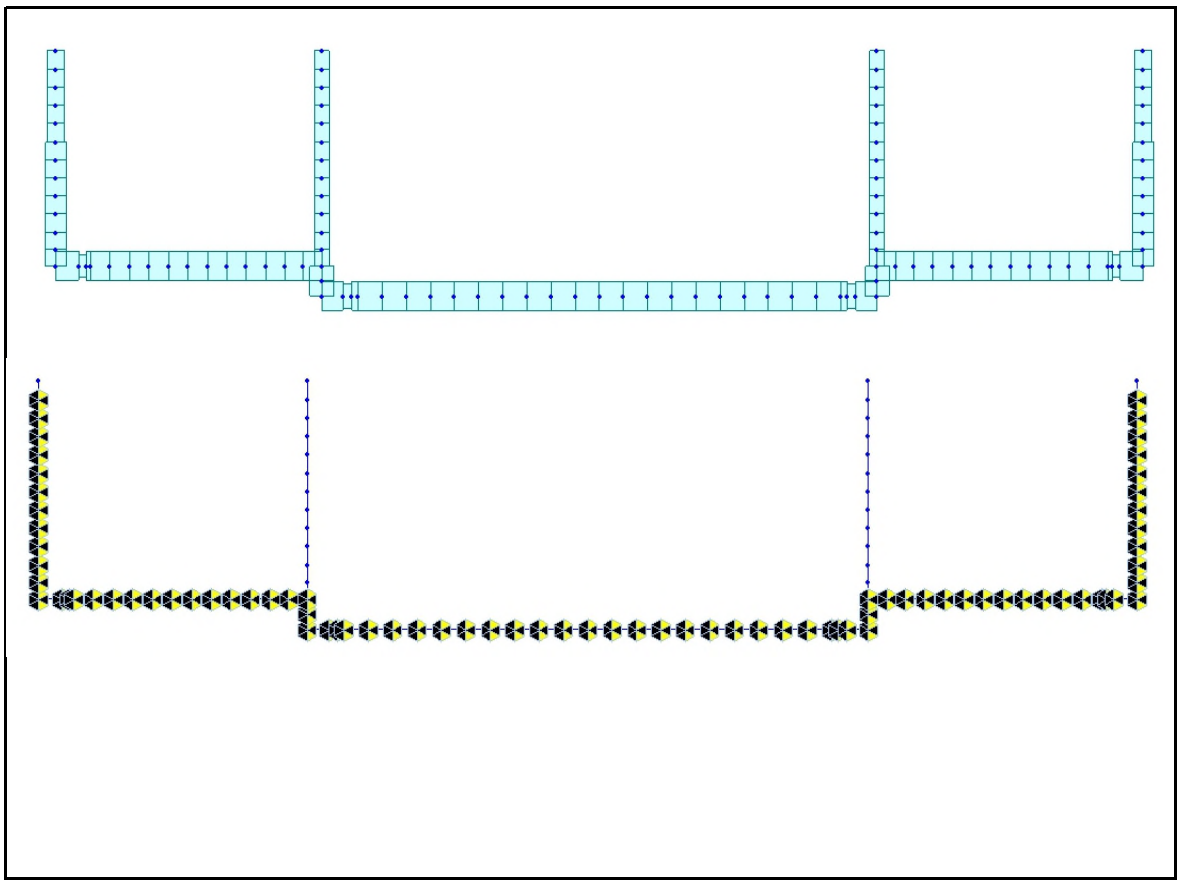
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	2.500	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	6.000	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	17.000	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	4.500	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	0.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 17.424 m = 17.424 m = 7.451 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo}\,(B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho}\,(B_H/0.3)^{-3/4}$

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,040	24,659	4,347	8,220	107,168	5,094	9,633	1,698	3,211
퇴적층(자갈층)	987,663	46,945	88,775	15,648	29,592	385,806	18,338	34,678	6,113	11,559
풍화토	2,201,831	104,656	197,908	34,885	65,969	860,090	40,881	77,308	13,627	25,769
풍화암	5,043,990	239,748	453,371	79,916	151,124	1,970,308	93,651	177,098	31,217	59,033
연 암	18,933,228	899,922	1,701,785	299,974	567,262	7,395,792	351,532	664,760	117,177	221,587
보통암	15,536,147	738,454	1,396,443	246,151	465,481	6,068,807	288,459	545,486	96,153	181,829
경 암	59,590,479	2,832,415	5,356,201	944,138	1,785,400	23,277,531	1,106,412	2,092,266	368,804	697,422

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	12,172	22,573	4,057	7,524	107,168	4,755	8,818	1,585	2,939
퇴적층(자갈층)	987,663	43,820	81,264	14,607	27,088	385,806	17,117	31,744	5,706	10,581
풍화토	2,201,831	97,690	181,165	32,563	60,388	860,090	38,160	70,768	12,720	23,589
풍화암	5,043,990	223,790	415,017	74,597	138,339	1,970,308	87,418	162,116	29,139	54,039
연 암	18,933,228	840,022	1,557,815	280,007	519,272	7,395,792	328,134	608,522	109,378	202,841
보통암	15,536,147	689,302	1,278,305	229,767	426,102	6,068,807	269,258	499,338	89,753	166,446
경 암	59,590,479	2,643,886	4,903,071	881,295	1,634,357	23,277,531	1,032,768	1,915,262	344,256	638,421

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층** , **풍화암**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	46,945	15,648	0.700	0.750	34,035	11,345	30 61
퇴적층(자갈층)	46,945	15,648	0.750	0.250	23,472	7,824	31 60
퇴적층(자갈층)	46,945	15,648	0.250	0.150	9,389	3,130	32 59
퇴적층(자갈층)	46,945	15,648	0.150	0.641	18,571	6,190	33 58
퇴적층(자갈층)	46,945	15,648	0.641	0.641	30,101	10,034	34 TO42 49 TO 57
퇴적층(자갈층)	46,945	15,648	0.641	0.600	29,134	9,711	43 48
퇴적층(자갈층)	46,945	15,648	0.600	0.600	28,167	9,389	44 47
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.800	0.700	32,865	10,955	1 27
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.700	0.300	21,910	7,303	2 26
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.300	0.200	10,955	3,652	3 25
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.200	0.795	21,801	7,267	4 24
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.795	0.795	34,837	11,612	5 TO 23

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.565	0	0	84
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	82
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	80
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	78
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	76
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	74
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	72
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	70
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	68
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	66
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.525	48,382	16,127	64
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.525	0.525	46,607	15,536	62
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.525	0.900	63,252	21,084	30
퇴적층(자갈층)	81,264	27,088	0.900	0.466	55,504	18,501	45
퇴적층(자갈층)	81,264	27,088	0.466	0.466	37,869	12,623	28
퇴적층(자갈층)	81,264	27,088	0.466	0.900	55,504	18,501	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.565	0	0	85
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	83
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	81
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	79
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	77
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	75
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	73
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	71
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	69
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	67
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.525	48,382	16,127	65
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.525	0.525	46,607	15,536	63
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.525	0.900	63,252	21,084	61
퇴적층(자갈층)	81,264	27,088	0.900	0.466	55,504	18,501	46
퇴적층(자갈층)	81,264	27,088	0.466	0.466	37,869	12,623	29
퇴적층(자갈층)	81,264	27,088	0.466	0.900	55,504	18,501	27

* 붕괴방지수준

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 매립층]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	18,338	6,113	0.700	0.750	13,295	4,432	30 61
퇴적층(자갈층)	18,338	6,113	0.750	0.250	9,169	3,056	31 60
퇴적층(자갈층)	18,338	6,113	0.250	0.150	3,668	1,223	32 59
퇴적층(자갈층)	18,338	6,113	0.150	0.641	7,254	2,418	33 58
퇴적층(자갈층)	18,338	6,113	0.641	0.641	11,758	3,919	34 TO42 49 TO 57
퇴적층(자갈층)	18,338	6,113	0.641	0.600	11,380	3,793	43 48
퇴적층(자갈층)	18,338	6,113	0.600	0.600	11,003	3,668	44 47
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.800	0.700	12,838	4,279	1 27
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.700	0.300	8,559	2,853	2 26
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.300	0.200	4,279	1,426	3 25
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.200	0.795	8,516	2,839	4 24
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.795	0.795	13,608	4,536	5 TO 23

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 풍화암 , 연 암 , 보통암]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.565	0	0	84
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	82
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	80
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	78
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	76
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	74
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	72
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	70
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	68
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	66
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.525	18,899	6,300	64
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.525	0.525	18,206	6,069	62
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.525	0.900	24,708	8,236	30
퇴적층(자갈층)	31,744	10,581	0.900	0.466	21,681	7,227	45
퇴적층(자갈층)	31,744	10,581	0.466	0.466	14,793	4,931	28
퇴적층(자갈층)	31,744	10,581	0.466	0.900	21,681	7,227	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.565	0	0	85
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	83
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	81
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	79
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	77
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	75
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	73
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	71
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	69
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	67
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.525	18,899	6,300	65
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.525	0.525	18,206	6,069	63
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.525	0.900	24,708	8,236	61
퇴적층(자갈층)	31,744	10,581	0.900	0.466	21,681	7,227	46
퇴적층(자갈층)	31,744	10,581	0.466	0.466	14,793	4,931	29
퇴적층(자갈층)	31,744	10,581	0.466	0.900	21,681	7,227	27

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	–	–
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.13 = 0.074 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.13 = 0.182 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

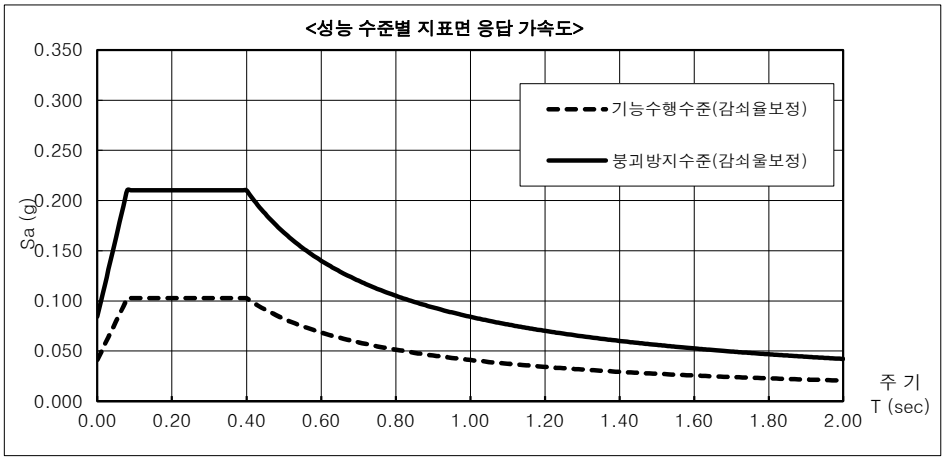
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

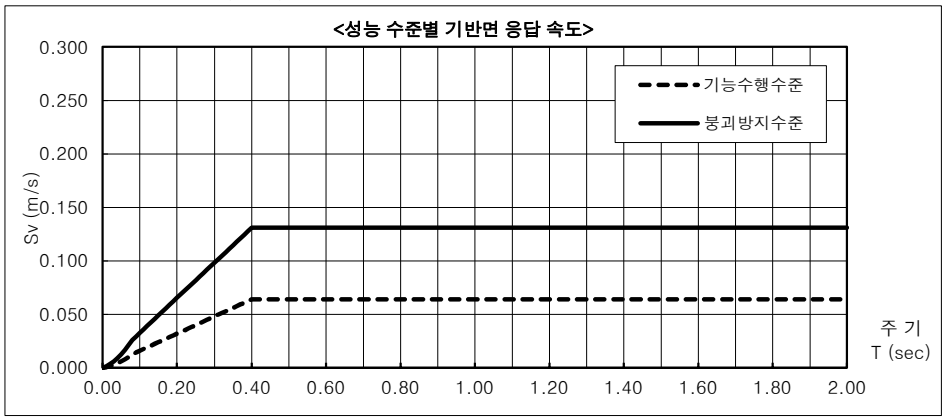
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.500	매립층	-	156	0.064
6.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.083
17.000	풍화토	-	424	0.160
4.500	풍화암	-	631	0.029
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.336

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.336 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.098 g = 0.959 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.064 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.500	매립층	-	156	0.064
6.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.083
17.000	풍화토	-	424	0.160
4.500	풍화암	-	631	0.029
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.336

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.336 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.200 g = 1.963 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.131 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

$U_{h1} = 2 / \pi^2 \cdot Sv \cdot T_s \cdot \cos(\omega_0 \cdot x_1 / v_{sod1})$ 제 1층에서의 변위

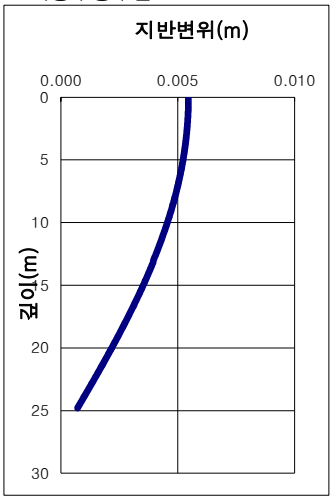
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 8.38 m, H_1 = 25.5 m, H_2 = 4.5 m, γ_1 = 19.6 , γ_2 = 21.0

V_{s0d1} = 366 m/s V_{s0d2} = 631 m/s α = 0.54

ω_0 = 21.355 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 8.383 m

Sv = 0.064 m/s

Ts = 0.42 sec

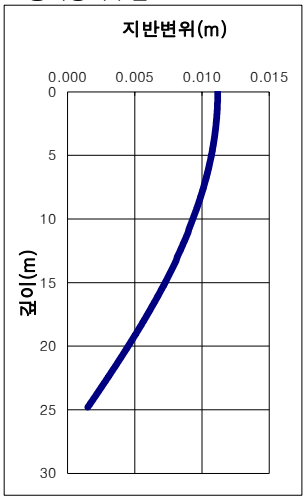
$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.005454 m

$U(Z_B)$=U(Z=8.383m)

= 0.004922 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 8.383 m

Sv = 0.131 m/s

Ts = 0.42 sec

$U(Z_U)$=U(Z=0.000m)

= 0.011168 m

$U(Z_B)$=U(Z=7.451m)

= 0.010079 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

*** 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 4,347 \times 0.005454 = \mathbf{23.705}$ kN/m^2 (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 1,698 \times 0.011168 = \mathbf{18.962}$ kN/m^2 (붕괴방지수준)

*** 측벽에 작용하는 지반변위하중**

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z (m)	U(Z) (m)	$U(Z_B)$ (m)	$U(Z)-U(Z_B)$ (m)	K_H (kN/m^3)	P(Z) (kN/m^2)
기능수행수준	84	0.000	0.005454	0.004922	0.000532	0	0.000
	82	0.565	0.005451	0.004922	0.000529	24,659	13.042
	80	1.130	0.005442	0.004922	0.000520	24,659	12.822
	78	1.695	0.005427	0.004922	0.000505	24,659	12.457
	76	2.260	0.005406	0.004922	0.000484	24,659	11.947
	74	2.825	0.005380	0.004922	0.000458	88,775	40.651
	72	3.390	0.005347	0.004922	0.000425	88,775	37.773
	70	3.955	0.005309	0.004922	0.000387	88,775	34.380
	68	4.520	0.005265	0.004922	0.000343	88,775	30.474
	66	5.085	0.005215	0.004922	0.000294	88,775	26.060
	64	5.650	0.005160	0.004922	0.000238	88,775	21.143
	62	6.175	0.005103	0.004922	0.000182	88,775	16.128
	30	6.700	0.005042	0.004922	0.000120	88,775	10.688
	45	6.700	0.005042	0.004922	0.000120	81,264	9.784
	28	7.166	0.004984	0.004922	0.000062	81,264	5.042
	1	7.632	0.004922	0.004922	0.000000	81,264	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	85	0.000	0.005454	0.004922	0.000532	0	0.000
	83	0.565	0.005451	0.004922	0.000529	24,659	13.042
	81	1.130	0.005442	0.004922	0.000520	24,659	12.822
	79	1.695	0.005427	0.004922	0.000505	24,659	12.457
	77	2.260	0.005406	0.004922	0.000484	24,659	11.947
	75	2.825	0.005380	0.004922	0.000458	88,775	40.651
	73	3.390	0.005347	0.004922	0.000425	88,775	37.773
	71	3.955	0.005309	0.004922	0.000387	88,775	34.380
	69	4.520	0.005265	0.004922	0.000343	88,775	30.474
	67	5.085	0.005215	0.004922	0.000294	88,775	26.060
	65	5.650	0.005160	0.004922	0.000238	88,775	21.143
	63	6.175	0.005103	0.004922	0.000182	88,775	16.128
	61	6.700	0.005042	0.004922	0.000120	88,775	10.688
	46	6.700	0.005042	0.004922	0.000120	81,264	9.784
	29	7.166	0.004984	0.004922	0.000062	81,264	5.042
	27	7.632	0.004922	0.004922	0.000000	81,264	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	84	0.000	0.011168	0.010079	0.001089	0	0.000
	82	0.565	0.011162	0.010079	0.001083	9,633	10.432
	80	1.130	0.011143	0.010079	0.001065	9,633	10.257
	78	1.695	0.011113	0.010079	0.001035	9,633	9.965
	76	2.260	0.011071	0.010079	0.000992	9,633	9.557
	74	2.825	0.011016	0.010079	0.000938	34,678	32.518
	72	3.390	0.010950	0.010079	0.000871	34,678	30.216
	70	3.955	0.010872	0.010079	0.000793	34,678	27.501
	68	4.520	0.010782	0.010079	0.000703	34,678	24.377
	66	5.085	0.010680	0.010079	0.000601	34,678	20.846
	64	5.650	0.010566	0.010079	0.000488	34,678	16.913
	62	6.175	0.010451	0.010079	0.000372	34,678	12.902
	30	6.700	0.010325	0.010079	0.000247	34,678	8.550
	45	6.700	0.010325	0.010079	0.000247	31,744	7.827
	28	7.166	0.010206	0.010079	0.000127	31,744	4.033
	1	7.632	0.010079	0.010079	0.000000	31,744	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	85	0.000	0.011168	0.010079	0.001089	0	0.000
	83	0.565	0.011162	0.010079	0.001083	9,633	10.432
	81	1.130	0.011143	0.010079	0.001065	9,633	10.257
	79	1.695	0.011113	0.010079	0.001035	9,633	9.965
	77	2.260	0.011071	0.010079	0.000992	9,633	9.557
	75	2.825	0.011016	0.010079	0.000938	34,678	32.518
	73	3.390	0.010950	0.010079	0.000871	34,678	30.216
	71	3.955	0.010872	0.010079	0.000793	34,678	27.501
	69	4.520	0.010782	0.010079	0.000703	34,678	24.377
	67	5.085	0.010680	0.010079	0.000601	34,678	20.846
	65	5.650	0.010566	0.010079	0.000488	34,678	16.913
	63	6.175	0.010451	0.010079	0.000372	34,678	12.902
	61	6.700	0.010325	0.010079	0.000247	34,678	8.550
	46	6.700	0.010325	0.010079	0.000247	31,744	7.827
	29	7.166	0.010206	0.010079	0.000127	31,744	4.033
	27	7.632	0.010079	0.010079	0.000000	31,744	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 7.541 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 3.771$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 6.033 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 3.016$ kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 7.541 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 3.771$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 6.033 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 3.016$ kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.074 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.182 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.074 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.182 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.383 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.874 = 1.458 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.874 = 3.580 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 7.451 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.888 = 1.481 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.888 = 3.637 kN/m^2 (붕괴방지수준)

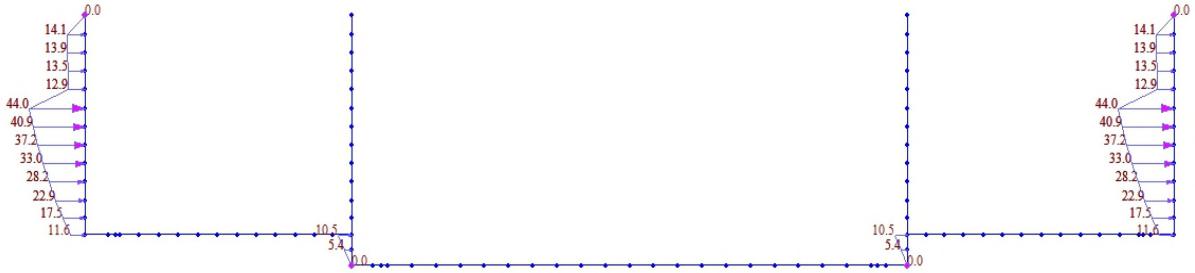
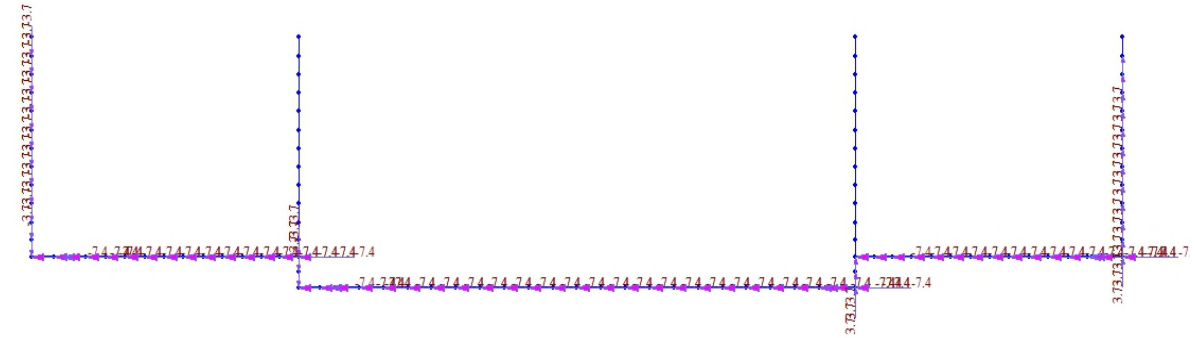
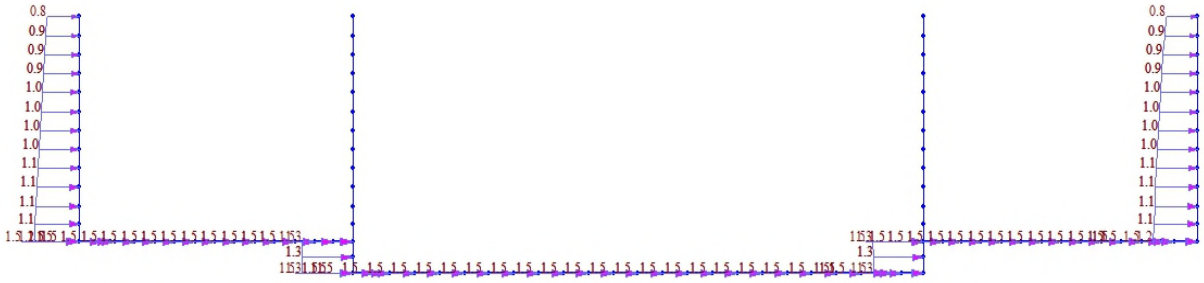
- 좌측벽체 관성력

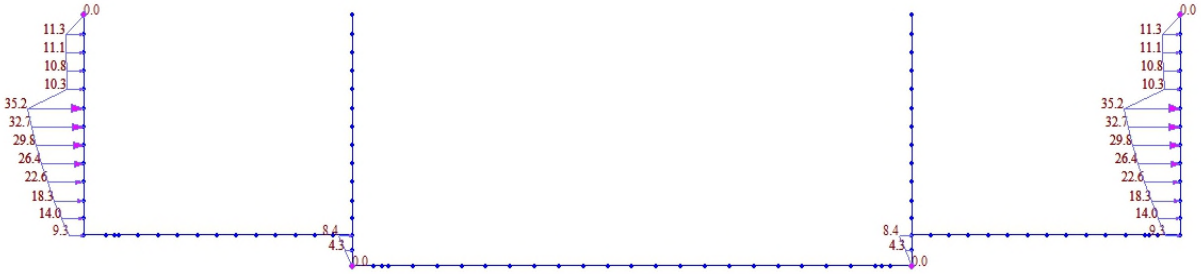
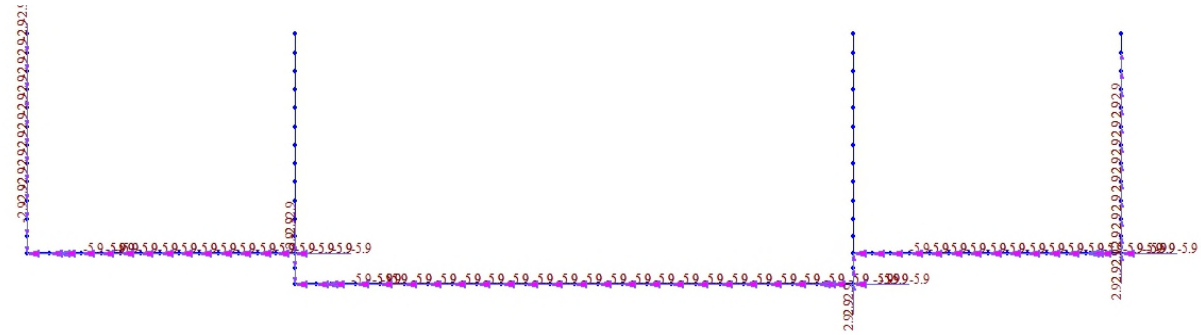
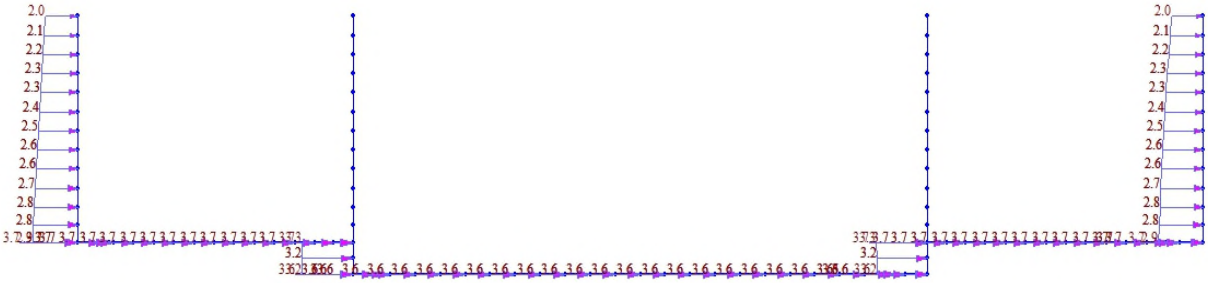
구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	84	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	82	0.565	0.471	25.0	0.074	0.182	0.992	0.865	2.125
	80	1.130	0.492	25.0	0.074	0.182	0.983	0.896	2.201
	78	1.695	0.513	25.0	0.074	0.182	0.975	0.927	2.276
	76	2.260	0.534	25.0	0.074	0.182	0.966	0.956	2.349
	74	2.825	0.555	25.0	0.074	0.182	0.958	0.985	2.420
	72	3.390	0.576	25.0	0.074	0.182	0.949	1.014	2.490
	70	3.955	0.598	25.0	0.074	0.182	0.941	1.041	2.558
	68	4.520	0.619	25.0	0.074	0.182	0.932	1.068	2.624
	66	5.085	0.640	25.0	0.074	0.182	0.924	1.095	2.689
	64	5.650	0.661	25.0	0.074	0.182	0.915	1.120	2.752
	62	6.175	0.680	25.0	0.074	0.182	0.907	1.144	2.809
	30	6.700	0.700	25.0	0.074	0.182	0.900	1.166	2.865
접합부	45	6.700	0.800	25.0	0.074	0.182	0.900	1.333	3.274
	28	7.166	0.800	25.0	0.074	0.182	0.893	1.323	3.249
	1	7.632	0.800	25.0	0.074	0.182	0.886	1.312	3.223

- 우측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	85	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	83	0.565	0.471	25.0	0.074	0.182	0.992	0.865	2.125
	81	1.130	0.492	25.0	0.074	0.182	0.983	0.896	2.201
	79	1.695	0.513	25.0	0.074	0.182	0.975	0.927	2.276
	77	2.260	0.534	25.0	0.074	0.182	0.966	0.956	2.349
	75	2.825	0.555	25.0	0.074	0.182	0.958	0.985	2.420
	73	3.390	0.576	25.0	0.074	0.182	0.949	1.014	2.490
	71	3.955	0.598	25.0	0.074	0.182	0.941	1.041	2.558
	69	4.520	0.619	25.0	0.074	0.182	0.932	1.068	2.624
	67	5.085	0.640	25.0	0.074	0.182	0.924	1.095	2.689
	65	5.650	0.661	25.0	0.074	0.182	0.915	1.120	2.752
	63	6.175	0.680	25.0	0.074	0.182	0.907	1.144	2.809
	61	6.700	0.700	25.0	0.074	0.182	0.900	1.166	2.865
접합부	46	6.700	0.800	25.0	0.074	0.182	0.900	1.333	3.274
	29	7.166	0.800	25.0	0.074	0.182	0.893	1.323	3.249
	27	7.632	0.800	25.0	0.074	0.182	0.886	1.312	3.223

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

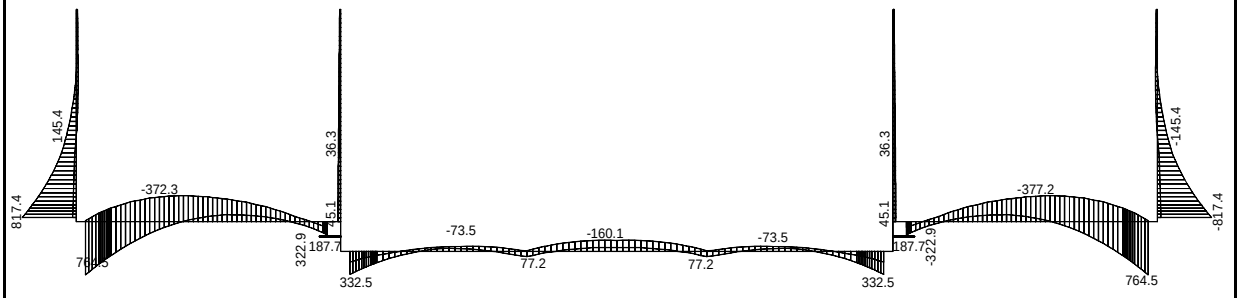
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

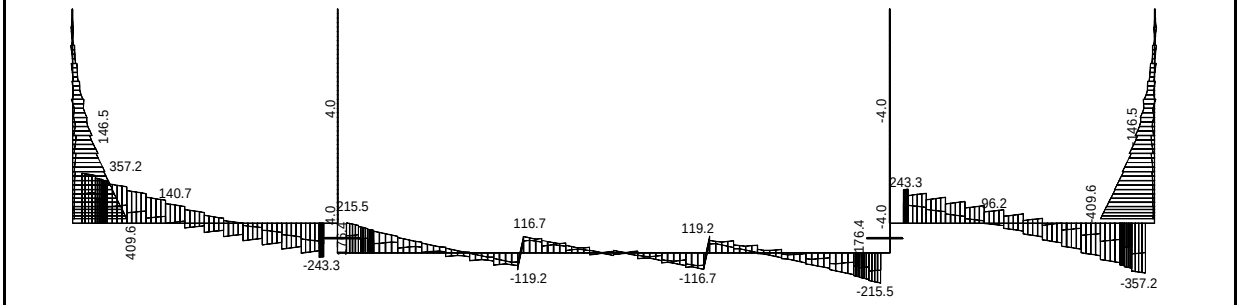
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	앵커하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15~20	LC21	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	1.000	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	1.000	

6. 단면력도

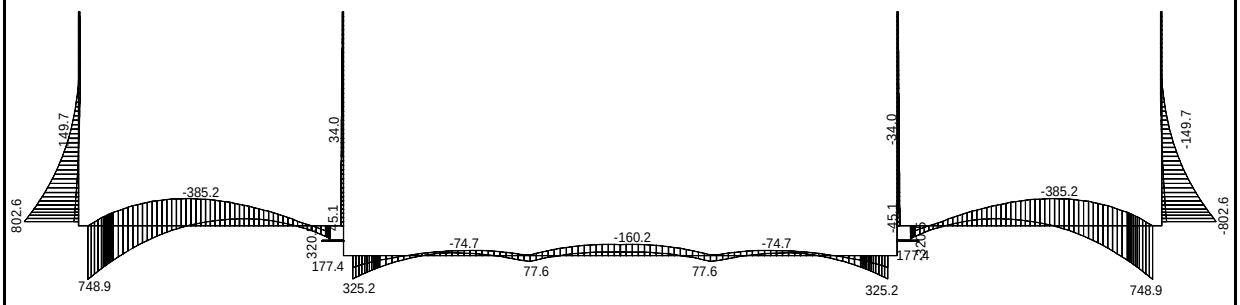
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)



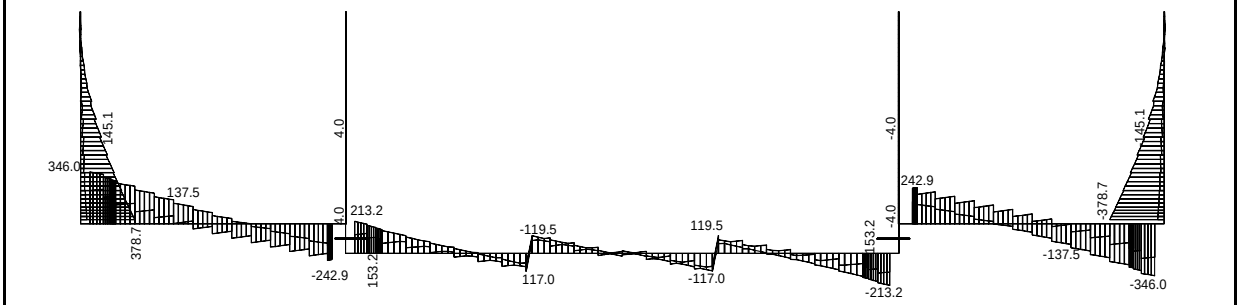
기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 - 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	764.520	-	233.120	-
	램프중앙부	40	J[40]	282.410	-	96.220	-
	램프접합부	45	J[45]	187.740	-	184.650	-
	본선접합부	1	I[1]	332.510	-	170.860	-
	본선중앙부(+)	14	2/4	160.120	-	-	-
	본선중앙부(-)	10	I[10]	68.160	-	116.730	-
	램프측구	32	I[31]	608.550	-	321.710	-
	본선측구	2	I[2]	250.860	-	189.440	-

7.1.2 벽체: 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	71	I[70]	145.440	121.860	146.500	
		P_{max}	71	I[70]	145.440	121.860	146.500	
	하단	M_{max}	61	I[30]	817.380	192.140	302.200	
		P_{max}	61	I[30]	817.380	192.140	302.200	
연결부 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	0	0	0.000	0.000	0.000	
		P_{max}	0	0	0.000	0.000	0.000	
	중앙 정모멘트	M_{max}	90	J[91]	31.750	83.590	4.020	
		P_{max}	90	I[90]	34.020	91.900	4.020	
	하단	M_{max}	29	I[28]	321.680	230.530	169.400	
		P_{max}	29	I[28]	321.680	230.530	169.400	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	31	I[30]	748.870	-	226.530	-
	램프중앙부	40	J[40]	276.800	-	95.900	-
	램프접합부	45	J[45]	177.380	-	184.510	-
	본선접합부	1	I[1]	325.160	-	168.810	-
	본선중앙부(+)	14	2/4	160.150	-	-	-
	본선중앙부(-)	10	I[10]	68.640	-	116.970	-
	램프측구	32	I[31]	597.890	-	311.630	-
	본선측구	2	I[2]	244.430	-	187.290	-

8.1.2 벽체 : 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	71	I[70]	149.740	115.130	145.110	
		P_{max}	71	I[70]	149.740	115.130	145.110	
	하단	M_{max}	61	I[30]	802.630	180.380	286.650	
		P_{max}	61	I[30]	802.630	180.380	286.650	
연결부 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	0	0	0.000	0.000	0.000	
		P_{max}	0	0	0.000	0.000	0.000	
	중앙 정모멘트	M_{max}	90	J[91]	31.750	83.590	4.020	
		P_{max}	90	I[90]	34.020	91.900	4.020	
	하단	M_{max}	29	I[28]	318.820	229.140	152.240	
		P_{max}	29	I[28]	318.820	229.140	152.240	

국회대로 지하차도

STA.0+475.000 (켄틸레버 통로) (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

$D / B_o \geq 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
$D / B_o < 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 5.3 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8{,}500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간벽체	외측벽체
상면(벽체외측)	100	80	80	100
하면(벽체내측)	80	100	80	80

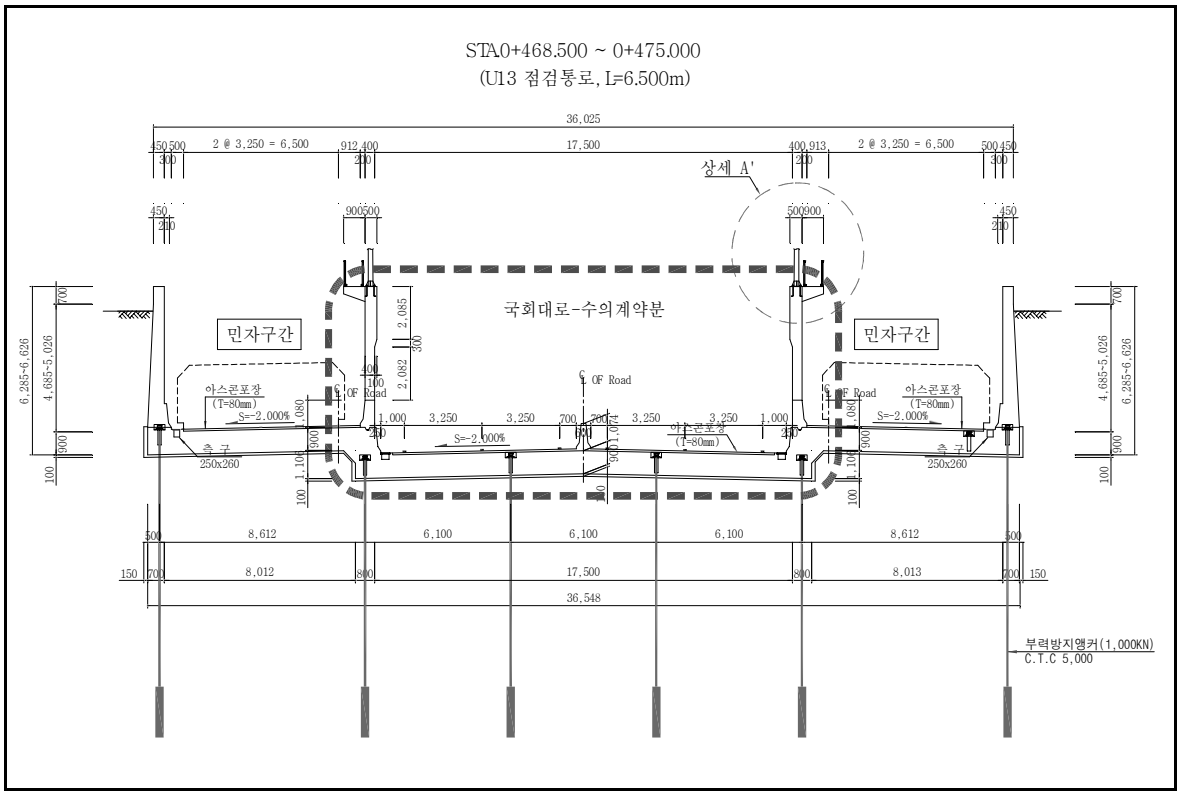
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

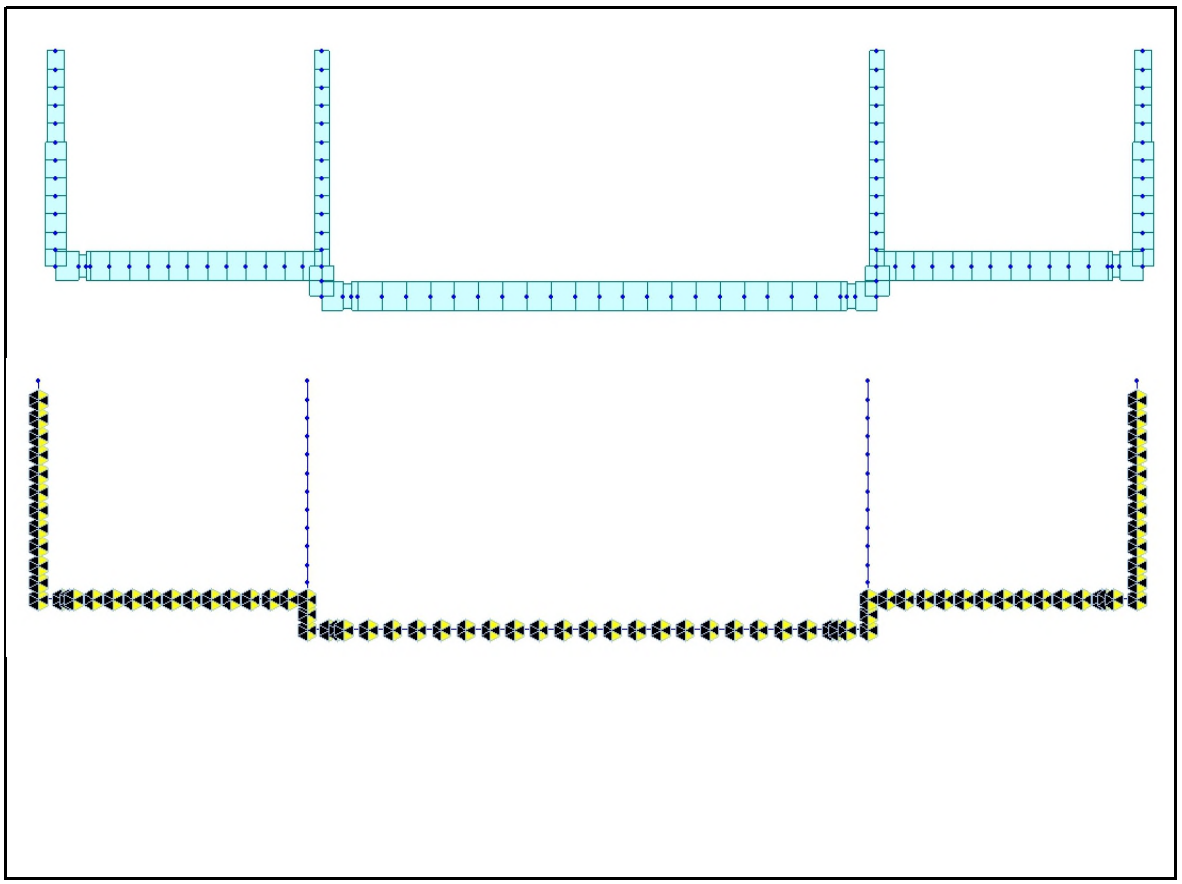
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	2.500	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	6.000	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	17.000	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	4.500	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	0.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 17.424 m = 17.424 m = 7.451 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo}\,(B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho}\,(B_H/0.3)^{-3/4}$

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,040	24,659	4,347	8,220	107,168	5,094	9,633	1,698	3,211
퇴적층(자갈층)	987,663	46,945	88,775	15,648	29,592	385,806	18,338	34,678	6,113	11,559
풍화토	2,201,831	104,656	197,908	34,885	65,969	860,090	40,881	77,308	13,627	25,769
풍화암	5,043,990	239,748	453,371	79,916	151,124	1,970,308	93,651	177,098	31,217	59,033
연 암	18,933,228	899,922	1,701,785	299,974	567,262	7,395,792	351,532	664,760	117,177	221,587
보통암	15,536,147	738,454	1,396,443	246,151	465,481	6,068,807	288,459	545,486	96,153	181,829
경 암	59,590,479	2,832,415	5,356,201	944,138	1,785,400	23,277,531	1,106,412	2,092,266	368,804	697,422

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	12,172	22,573	4,057	7,524	107,168	4,755	8,818	1,585	2,939
퇴적층(자갈층)	987,663	43,820	81,264	14,607	27,088	385,806	17,117	31,744	5,706	10,581
풍화토	2,201,831	97,690	181,165	32,563	60,388	860,090	38,160	70,768	12,720	23,589
풍화암	5,043,990	223,790	415,017	74,597	138,339	1,970,308	87,418	162,116	29,139	54,039
연 암	18,933,228	840,022	1,557,815	280,007	519,272	7,395,792	328,134	608,522	109,378	202,841
보통암	15,536,147	689,302	1,278,305	229,767	426,102	6,068,807	269,258	499,338	89,753	166,446
경 암	59,590,479	2,643,886	4,903,071	881,295	1,634,357	23,277,531	1,032,768	1,915,262	344,256	638,421

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층** , **풍화암**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	46,945	15,648	0.700	0.750	34,035	11,345	30 61
퇴적층(자갈층)	46,945	15,648	0.750	0.250	23,472	7,824	31 60
퇴적층(자갈층)	46,945	15,648	0.250	0.150	9,389	3,130	32 59
퇴적층(자갈층)	46,945	15,648	0.150	0.641	18,571	6,190	33 58
퇴적층(자갈층)	46,945	15,648	0.641	0.641	30,101	10,034	34 TO42 49 TO 57
퇴적층(자갈층)	46,945	15,648	0.641	0.600	29,134	9,711	43 48
퇴적층(자갈층)	46,945	15,648	0.600	0.600	28,167	9,389	44 47
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.800	0.700	32,865	10,955	1 27
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.700	0.300	21,910	7,303	2 26
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.300	0.200	10,955	3,652	3 25
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.200	0.795	21,801	7,267	4 24
퇴적층(자갈층)	43,820	14,607	0.795	0.795	34,837	11,612	5 TO 23

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.565	0	0	84
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	82
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	80
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	78
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	76
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	74
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	72
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	70
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	68
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	66
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.525	48,382	16,127	64
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.525	0.525	46,607	15,536	62
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.525	0.900	63,252	21,084	30
퇴적층(자갈층)	81,264	27,088	0.900	0.466	55,504	18,501	45
퇴적층(자갈층)	81,264	27,088	0.466	0.466	37,869	12,623	28
퇴적층(자갈층)	81,264	27,088	0.466	0.900	55,504	18,501	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.565	0	0	85
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	83
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	81
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	79
매립층	24,659	8,220	0.565	0.565	13,933	4,644	77
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	75
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	73
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	71
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	69
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.565	50,158	16,719	67
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.565	0.525	48,382	16,127	65
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.525	0.525	46,607	15,536	63
퇴적층(자갈층)	88,775	29,592	0.525	0.900	63,252	21,084	61
퇴적층(자갈층)	81,264	27,088	0.900	0.466	55,504	18,501	46
퇴적층(자갈층)	81,264	27,088	0.466	0.466	37,869	12,623	29
퇴적층(자갈층)	81,264	27,088	0.466	0.900	55,504	18,501	27

* 붕괴방지수준

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 매립층]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	18,338	6,113	0.700	0.750	13,295	4,432	30 61
퇴적층(자갈층)	18,338	6,113	0.750	0.250	9,169	3,056	31 60
퇴적층(자갈층)	18,338	6,113	0.250	0.150	3,668	1,223	32 59
퇴적층(자갈층)	18,338	6,113	0.150	0.641	7,254	2,418	33 58
퇴적층(자갈층)	18,338	6,113	0.641	0.641	11,758	3,919	34 TO42 49 TO 57
퇴적층(자갈층)	18,338	6,113	0.641	0.600	11,380	3,793	43 48
퇴적층(자갈층)	18,338	6,113	0.600	0.600	11,003	3,668	44 47
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.800	0.700	12,838	4,279	1 27
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.700	0.300	8,559	2,853	2 26
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.300	0.200	4,279	1,426	3 25
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.200	0.795	8,516	2,839	4 24
퇴적층(자갈층)	17,117	5,706	0.795	0.795	13,608	4,536	5 TO 23

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 풍화암 , 연 암 , 보통암]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.565	0	0	84
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	82
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	80
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	78
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	76
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	74
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	72
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	70
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	68
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	66
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.525	18,899	6,300	64
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.525	0.525	18,206	6,069	62
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.525	0.900	24,708	8,236	30
퇴적층(자갈층)	31,744	10,581	0.900	0.466	21,681	7,227	45
퇴적층(자갈층)	31,744	10,581	0.466	0.466	14,793	4,931	28
퇴적층(자갈층)	31,744	10,581	0.466	0.900	21,681	7,227	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
0.00	-	-	0.000	0.565	0	0	85
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	83
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	81
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	79
매립층	9,633	3,211	0.565	0.565	5,442	1,814	77
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	75
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	73
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	71
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	69
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.565	19,593	6,531	67
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.565	0.525	18,899	6,300	65
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.525	0.525	18,206	6,069	63
퇴적층(자갈층)	34,678	11,559	0.525	0.900	24,708	8,236	61
퇴적층(자갈층)	31,744	10,581	0.900	0.466	21,681	7,227	46
퇴적층(자갈층)	31,744	10,581	0.466	0.466	14,793	4,931	29
퇴적층(자갈층)	31,744	10,581	0.466	0.900	21,681	7,227	27

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	–	–
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.13 = 0.074 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.13 = 0.182 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

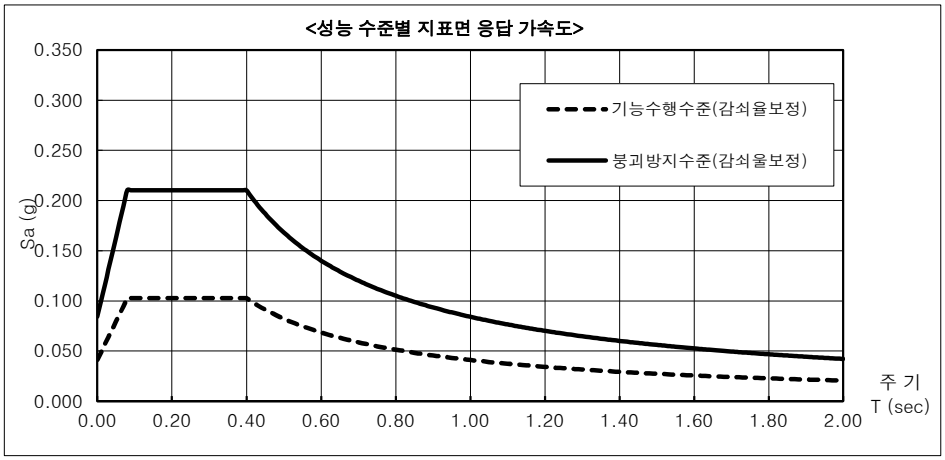
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

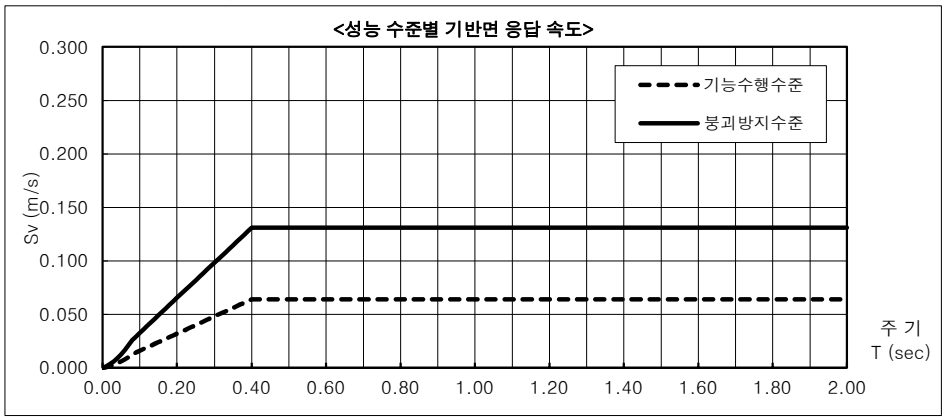
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.500	매립층	-	156	0.064
6.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.083
17.000	풍화토	-	424	0.160
4.500	풍화암	-	631	0.029
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.336

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.336 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.098 g = 0.959 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.064 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.500	매립층	-	156	0.064
6.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.083
17.000	풍화토	-	424	0.160
4.500	풍화암	-	631	0.029
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.336

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.336 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.200 g = 1.963 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.131 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

$U_{h1} = 2 / \pi^2 \cdot Sv \cdot T_s \cdot \cos(\omega_0 \cdot x_1 / v_{sod1})$ 제 1층에서의 변위

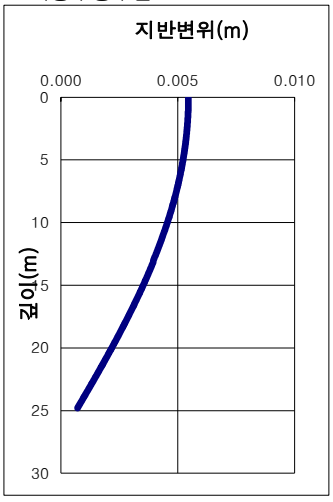
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 8.38 m, H_1 = 25.5 m, H_2 = 4.5 m, γ_1 = 19.6 , γ_2 = 21.0

V_{s0d1} = 366 m/s V_{s0d2} = 631 m/s α = 0.54

ω_0 = 21.355 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 8.383 m

Sv = 0.064 m/s

Ts = 0.42 sec

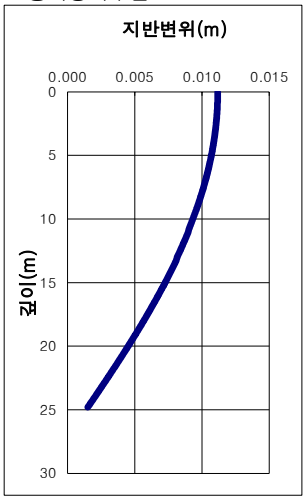
$U(Z_U)=U(Z=0.000m)$

= 0.005454 m

$U(Z_B)=U(Z=8.383m)$

= 0.004922 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 8.383 m

Sv = 0.131 m/s

Ts = 0.42 sec

$U(Z_U)=U(Z=0.000m)$

= 0.011168 m

$U(Z_B)=U(Z=7.451m)$

= 0.010079 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

*** 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 4,347 \times 0.005454 = \mathbf{23.705}$ kN/m^2 (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 1,698 \times 0.011168 = \mathbf{18.962}$ kN/m^2 (붕괴방지수준)

*** 측벽에 작용하는 지반변위하중**

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z (m)	U(Z) (m)	$U(Z_B)$ (m)	$U(Z)-U(Z_B)$ (m)	K_H (kN/m^3)	P(Z) (kN/m^2)
기능수행수준	84	0.000	0.005454	0.004922	0.000532	0	0.000
	82	0.565	0.005451	0.004922	0.000529	24,659	13.042
	80	1.130	0.005442	0.004922	0.000520	24,659	12.822
	78	1.695	0.005427	0.004922	0.000505	24,659	12.457
	76	2.260	0.005406	0.004922	0.000484	24,659	11.947
	74	2.825	0.005380	0.004922	0.000458	88,775	40.651
	72	3.390	0.005347	0.004922	0.000425	88,775	37.773
	70	3.955	0.005309	0.004922	0.000387	88,775	34.380
	68	4.520	0.005265	0.004922	0.000343	88,775	30.474
	66	5.085	0.005215	0.004922	0.000294	88,775	26.060
	64	5.650	0.005160	0.004922	0.000238	88,775	21.143
	62	6.175	0.005103	0.004922	0.000182	88,775	16.128
	30	6.700	0.005042	0.004922	0.000120	88,775	10.688
	45	6.700	0.005042	0.004922	0.000120	81,264	9.784
	28	7.166	0.004984	0.004922	0.000062	81,264	5.042
	1	7.632	0.004922	0.004922	0.000000	81,264	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	85	0.000	0.005454	0.004922	0.000532	0	0.000
	83	0.565	0.005451	0.004922	0.000529	24,659	13.042
	81	1.130	0.005442	0.004922	0.000520	24,659	12.822
	79	1.695	0.005427	0.004922	0.000505	24,659	12.457
	77	2.260	0.005406	0.004922	0.000484	24,659	11.947
	75	2.825	0.005380	0.004922	0.000458	88,775	40.651
	73	3.390	0.005347	0.004922	0.000425	88,775	37.773
	71	3.955	0.005309	0.004922	0.000387	88,775	34.380
	69	4.520	0.005265	0.004922	0.000343	88,775	30.474
	67	5.085	0.005215	0.004922	0.000294	88,775	26.060
	65	5.650	0.005160	0.004922	0.000238	88,775	21.143
	63	6.175	0.005103	0.004922	0.000182	88,775	16.128
	61	6.700	0.005042	0.004922	0.000120	88,775	10.688
	46	6.700	0.005042	0.004922	0.000120	81,264	9.784
	29	7.166	0.004984	0.004922	0.000062	81,264	5.042
	27	7.632	0.004922	0.004922	0.000000	81,264	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	84	0.000	0.011168	0.010079	0.001089	0	0.000
	82	0.565	0.011162	0.010079	0.001083	9,633	10.432
	80	1.130	0.011143	0.010079	0.001065	9,633	10.257
	78	1.695	0.011113	0.010079	0.001035	9,633	9.965
	76	2.260	0.011071	0.010079	0.000992	9,633	9.557
	74	2.825	0.011016	0.010079	0.000938	34,678	32.518
	72	3.390	0.010950	0.010079	0.000871	34,678	30.216
	70	3.955	0.010872	0.010079	0.000793	34,678	27.501
	68	4.520	0.010782	0.010079	0.000703	34,678	24.377
	66	5.085	0.010680	0.010079	0.000601	34,678	20.846
	64	5.650	0.010566	0.010079	0.000488	34,678	16.913
	62	6.175	0.010451	0.010079	0.000372	34,678	12.902
	30	6.700	0.010325	0.010079	0.000247	34,678	8.550
	45	6.700	0.010325	0.010079	0.000247	31,744	7.827
	28	7.166	0.010206	0.010079	0.000127	31,744	4.033
	1	7.632	0.010079	0.010079	0.000000	31,744	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	85	0.000	0.011168	0.010079	0.001089	0	0.000
	83	0.565	0.011162	0.010079	0.001083	9,633	10.432
	81	1.130	0.011143	0.010079	0.001065	9,633	10.257
	79	1.695	0.011113	0.010079	0.001035	9,633	9.965
	77	2.260	0.011071	0.010079	0.000992	9,633	9.557
	75	2.825	0.011016	0.010079	0.000938	34,678	32.518
	73	3.390	0.010950	0.010079	0.000871	34,678	30.216
	71	3.955	0.010872	0.010079	0.000793	34,678	27.501
	69	4.520	0.010782	0.010079	0.000703	34,678	24.377
	67	5.085	0.010680	0.010079	0.000601	34,678	20.846
	65	5.650	0.010566	0.010079	0.000488	34,678	16.913
	63	6.175	0.010451	0.010079	0.000372	34,678	12.902
	61	6.700	0.010325	0.010079	0.000247	34,678	8.550
	46	6.700	0.010325	0.010079	0.000247	31,744	7.827
	29	7.166	0.010206	0.010079	0.000127	31,744	4.033
	27	7.632	0.010079	0.010079	0.000000	31,744	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 7.541 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 3.771$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 6.033 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 3.016$ kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 7.541 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 3.771$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.000$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 6.033 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 3.016$ kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.074 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.182 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.000 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.000 × 25.0 × 0.074 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.000 × 25.0 × 0.182 × 1.000 = 0.000 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.383 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.874 = 1.458 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.874 = 3.580 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 7.451 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.888 = 1.481 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.888 = 3.637 kN/m^2 (붕괴방지수준)

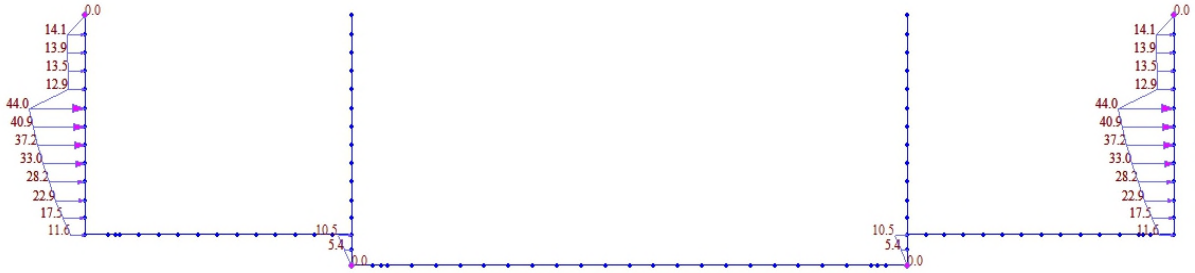
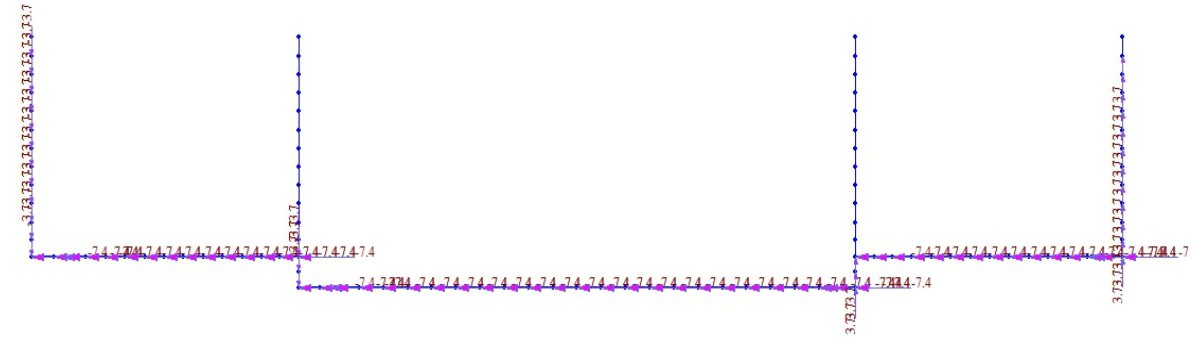
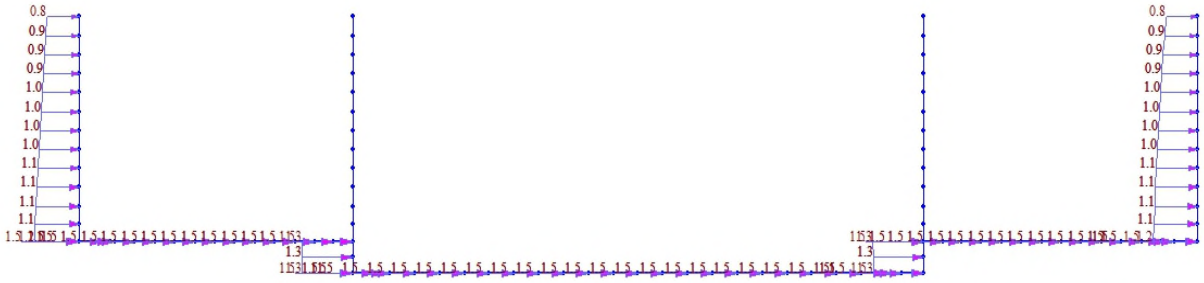
- 좌측벽체 관성력

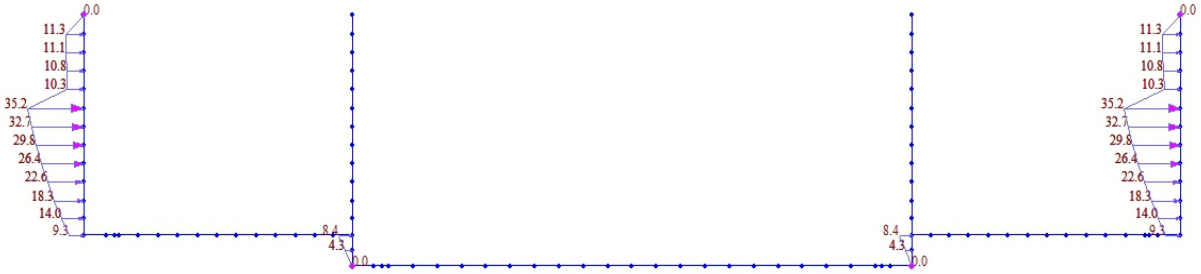
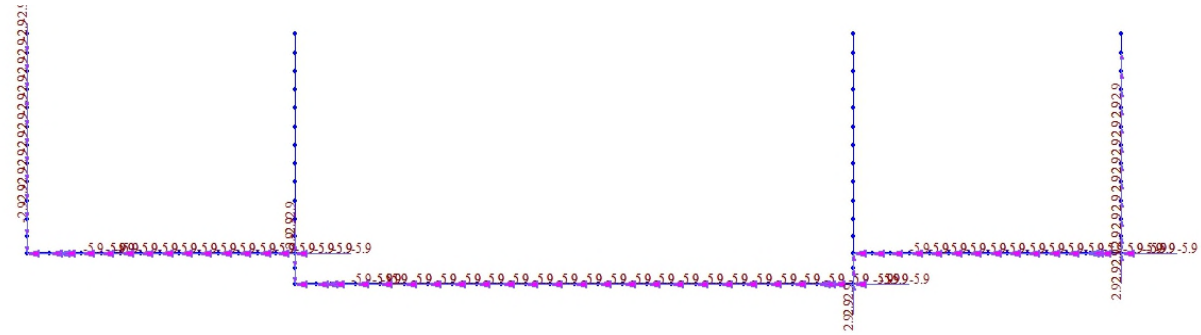
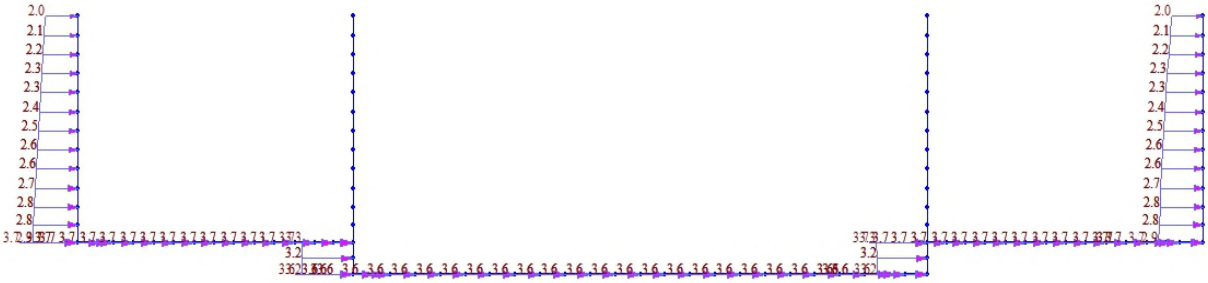
구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	84	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	82	0.565	0.471	25.0	0.074	0.182	0.992	0.865	2.125
	80	1.130	0.492	25.0	0.074	0.182	0.983	0.896	2.201
	78	1.695	0.513	25.0	0.074	0.182	0.975	0.927	2.276
	76	2.260	0.534	25.0	0.074	0.182	0.966	0.956	2.349
	74	2.825	0.555	25.0	0.074	0.182	0.958	0.985	2.420
	72	3.390	0.576	25.0	0.074	0.182	0.949	1.014	2.490
	70	3.955	0.598	25.0	0.074	0.182	0.941	1.041	2.558
	68	4.520	0.619	25.0	0.074	0.182	0.932	1.068	2.624
	66	5.085	0.640	25.0	0.074	0.182	0.924	1.095	2.689
	64	5.650	0.661	25.0	0.074	0.182	0.915	1.120	2.752
	62	6.175	0.680	25.0	0.074	0.182	0.907	1.144	2.809
	30	6.700	0.700	25.0	0.074	0.182	0.900	1.166	2.865
접합부	45	6.700	0.800	25.0	0.074	0.182	0.900	1.333	3.274
	28	7.166	0.800	25.0	0.074	0.182	0.893	1.323	3.249
	1	7.632	0.800	25.0	0.074	0.182	0.886	1.312	3.223

- 우측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
램프	85	0.000	0.450	25.0	0.074	0.182	1.000	0.834	2.048
	83	0.565	0.471	25.0	0.074	0.182	0.992	0.865	2.125
	81	1.130	0.492	25.0	0.074	0.182	0.983	0.896	2.201
	79	1.695	0.513	25.0	0.074	0.182	0.975	0.927	2.276
	77	2.260	0.534	25.0	0.074	0.182	0.966	0.956	2.349
	75	2.825	0.555	25.0	0.074	0.182	0.958	0.985	2.420
	73	3.390	0.576	25.0	0.074	0.182	0.949	1.014	2.490
	71	3.955	0.598	25.0	0.074	0.182	0.941	1.041	2.558
	69	4.520	0.619	25.0	0.074	0.182	0.932	1.068	2.624
	67	5.085	0.640	25.0	0.074	0.182	0.924	1.095	2.689
	65	5.650	0.661	25.0	0.074	0.182	0.915	1.120	2.752
	63	6.175	0.680	25.0	0.074	0.182	0.907	1.144	2.809
	61	6.700	0.700	25.0	0.074	0.182	0.900	1.166	2.865
접합부	46	6.700	0.800	25.0	0.074	0.182	0.900	1.333	3.274
	29	7.166	0.800	25.0	0.074	0.182	0.893	1.323	3.249
	27	7.632	0.800	25.0	0.074	0.182	0.886	1.312	3.223

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

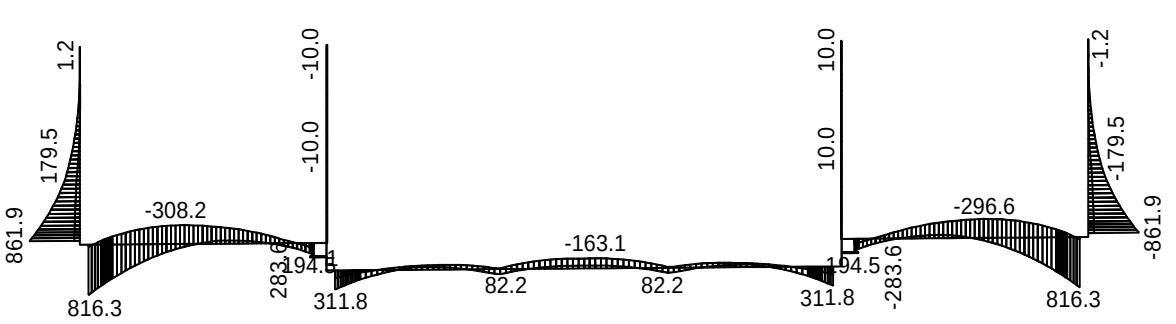
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

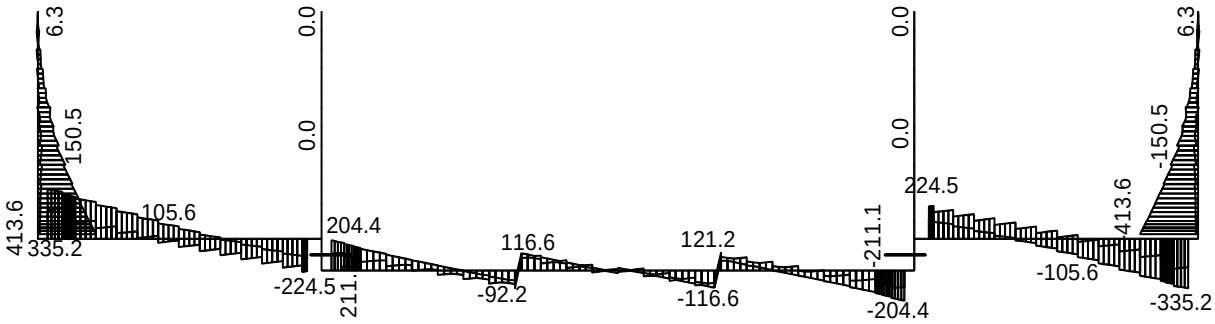
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	앵커하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15~20	LC21	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	1.000	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	1.000	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	1.000	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	1.000	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	1.000	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	1.000	

6. 단면력도

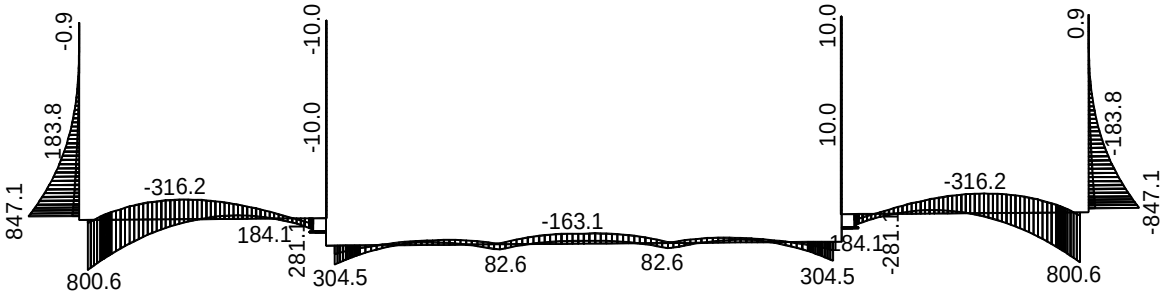
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)



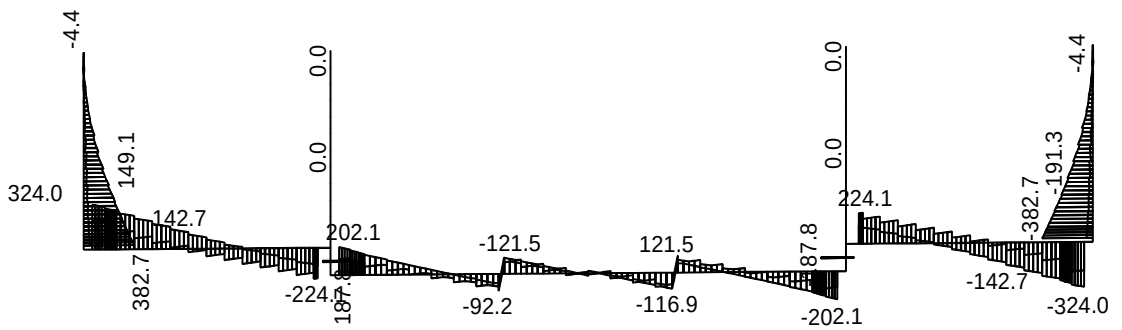
기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 - 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	60	J[61]	816.280	-	290.220	-
	램프중앙부	40	J[40]	233.560	-	66.850	-
	램프접합부	44	2/4	115.260	-	220.490	-
	본선접합부	26	J[27]	311.840	-	162.320	-
	본선중앙부(+)	14	2/4	163.060	-	116.620	-
	본선중앙부(-)	17	3/4	82.180	-	92.180	-
	램프측구	32	I[31]	670.120	-	306.150	-
	본선측구	25	J[26]	234.590	-	180.020	-

7.1.2 벽체: 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	71	I[70]	179.460	88.140	150.520	
		P_{max}	71	I[70]	179.460	88.140	150.520	
	하단	M_{max}	62	I[61]	861.880	158.420	306.220	
		P_{max}	62	I[61]	861.880	158.420	306.220	
연결부 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	0	0	0.000	0.000	0.000	
		P_{max}	0	0	0.000	0.000	0.000	
	중앙 정모멘트	M_{max}	90	3/4	10.000	51.940	0.000	
		P_{max}	90	I[90]	10.000	58.180	0.000	
	하단	M_{max}	28	I[27]	283.600	230.040	204.070	
		P_{max}	28	I[27]	283.600	230.040	204.070	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
하 부 슬래브	램프벽체부	60	J[61]	800.640	-	280.650	-
	램프중앙부	40	J[40]	227.950	-	65.950	-
	램프접합부	44	2/4	105.060	-	220.090	-
	본선접합부	26	J[27]	304.490	-	160.280	-
	본선중앙부(+)	14	2/4	163.090	-	116.870	-
	본선중앙부(-)	17	3/4	82.610	-	92.160	-
	램프측구	32	I[31]	659.470	-	296.060	-
	본선측구	25	J[26]	228.150	-	177.880	-

8.1.2 벽체 : 램프 및 연결부

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	71	I[70]	183.760	81.410	149.130	
		P_{max}	71	I[70]	183.760	81.410	149.130	
	하단	M_{max}	62	I[61]	847.130	146.660	290.670	
		P_{max}	62	I[61]	847.130	146.660	290.670	
연결부 벽체	중앙 부모멘트	M_{max}	0	0	0.000	0.000	0.000	
		P_{max}	0	0	0.000	0.000	0.000	
	중앙 정모멘트	M_{max}	90	3/4	10.000	51.940	0.000	
		P_{max}	90	I[90]	10.000	58.180	0.000	
	하단	M_{max}	28	I[27]	281.120	227.650	186.920	
		P_{max}	28	I[27]	281.120	227.650	186.920	

국회대로 지하차도

STA.0+468.500

▣ 설계요약

1. 기초검토

구 분	지지층	Qmax(kN/㎡)	Qa(kN/㎡)	비 고
램프	퇴적층	60.81	555.96	O.K
본선	퇴적층	47.76	575.54	O.K

2. 부력검토

구 분	B(양압력), kN/m	R(저항력), kN/m	S.F	비 고
본 체	2168.625	1337.709	0.617	부력앵커 적용
	2168.6245	2537.70916	1.170	O.K

3. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	1150.92	683.97		800.07	1150.92	286.58	1779.74		1.00	0.900 0.800	0.100	H29@250 + H29@250 H19@250 + H19@250		1.55	344.86	125.00
	램프 중앙부	734.71	281.01		267.78	734.71	138.41	1354.55		1.00	0.900 0.820	0.080	H29@250 + H29@250		1.84	1152.38	125.00
	램프 접합부	821.85	148.20		198.93	821.85	190.12	1354.55		1.00	0.900 0.820	0.080	H29@250 + H29@250		1.65	1638.82	125.00
	본선 접합부	695.19	256.15		328.31	695.19	335.08	813.91		1.00	0.900 0.800	0.100	H22@250 + H22@250		1.17	486.53	125.00
	본선 중앙부 (+)	607.00	103.05		163.07	607.00	178.79	834.97		1.00	0.900 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		1.38	1928.48	125.00
	본선 중앙부 (-)	104.02	67.99		67.50	104.02	178.79	307.72		1.00	0.698 0.598	0.100	H22@250 + H@		2.96	788.09	250.00
	램프 측구	991.41	550.31		643.09	991.41	352.33	1269.36		1.00	0.698 0.598	0.100	H29@250 + H29@250 H19@250 + H19@250	H16@150 - 2EA	1.28	278.78	125.00
	본선 측구	557.44	184.14		246.77	557.44	343.24	665.45		1.00	0.759 0.659	0.100	H22@250 + H22@250		1.19	853.65	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
외측벽체	중앙부(-) Mmax	243.95	145.39	71.35	185.98	243.95	206.07	813.09		1.00	0.580 0.480	0.100	H29@250 + H29@250		3.33	955.25	125.00
	중앙부(-) Pmax	81.79	145.39	169.66	185.98	81.79	206.07	1178.80		1.00	0.580 0.480	0.100	H29@250 + H29@250		14.41	955.25	125.00
	하단부 Mmax	1184.67	731.17	202.01	853.62	1184.67	406.53	1352.19	829.44	1.00	0.700 0.600	0.100	H29@250 + H29@250 H19@250 + H19@250	H16@150 - 2EA	1.14	158.41	125.00
	하단부 Pmax	1184.67	731.17	202.01	853.62	1184.67	406.53	1352.19	829.44	1.00	0.700 0.600	0.100	H29@250 + H29@250 H19@250 + H19@250	H16@150 - 2EA	1.14	158.41	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
연결부 벽체	중앙부(-) Mmax	45.61	37.55	151.32	4.49	45.61	4.13	211.65		1.00	0.400 0.320	0.080	H16@250 + H@		4.64	490.55	250.00
	중앙부(-) Pmax	45.61	37.55	199.50	2.22	45.61	4.13	271.61		1.00	0.400 0.320	0.080	H16@250 + H@		5.96	490.55	250.00
	하단부 Mmax	357.38	263.41	398.70	307.23	357.38	1527.43	1767.90	1943.60	1.00	0.800 0.720	0.080	H29@250 + H29@250	H25@150 - 2EA	4.95	805.34	125.00
	하단부 Pmax	357.38	263.41	398.70	307.23	357.38	1527.43	1767.90	1943.60	1.00	0.800 0.720	0.080	H29@250 + H29@250	H25@150 - 2EA	4.95	805.34	125.00

4. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

4.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1486.240	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	19@	125	=	2292.000				H	16@	300	=	662.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	29@	250	=	2569.600	743.120	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	19@	250	=	1146.000				H	16@	300	=	662.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1486.240	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	19@	125	=	2292.000				H	16@	300	=	662.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1600.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 지지력검토
16. 신축이음부 검토
17. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 0.000 m	GL -5.300m	퇴적층(모래)	28MPa	지반조사보고서 참고

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	$E_c = 8{,}500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 3.624 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

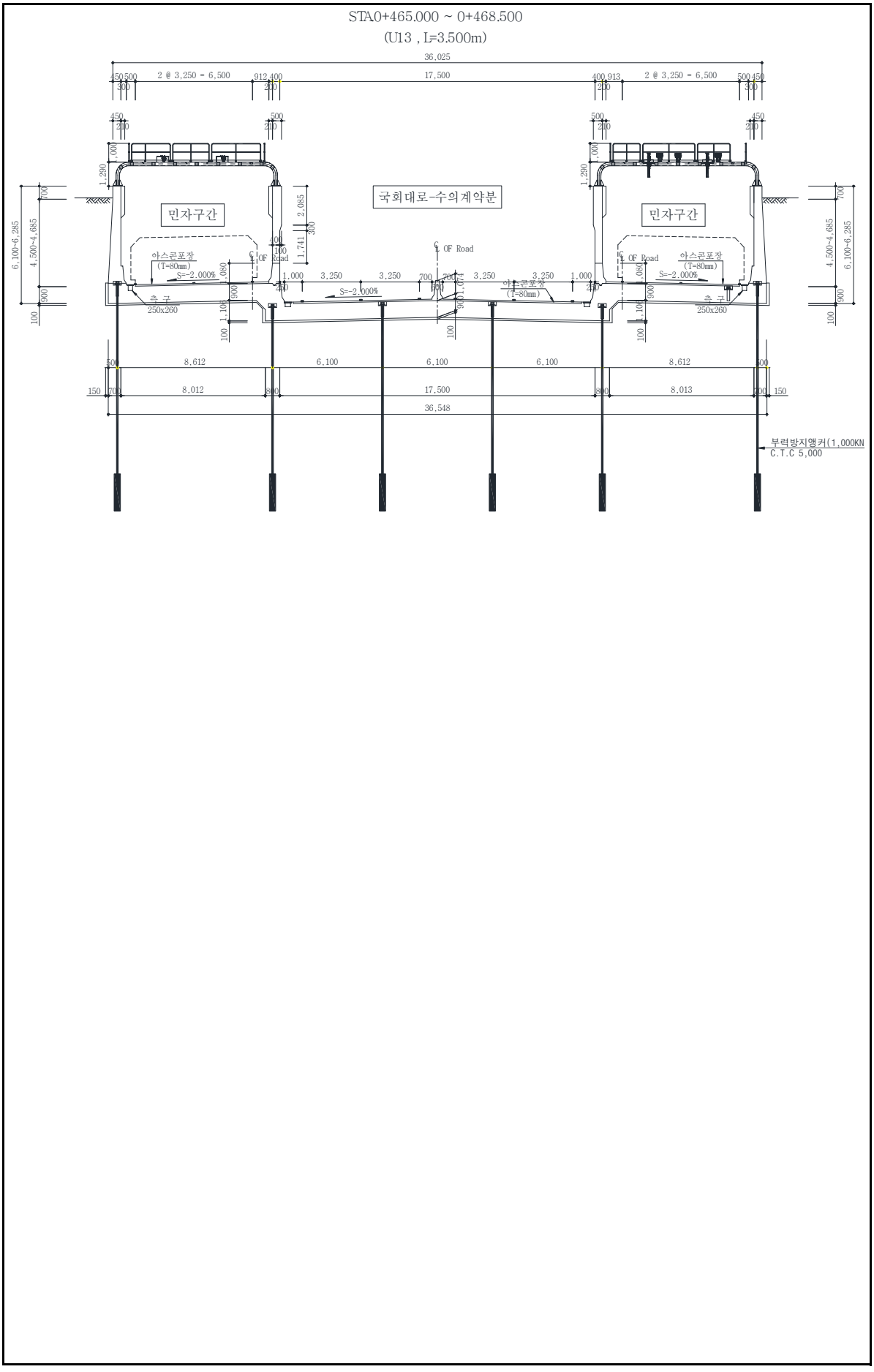
1.9 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

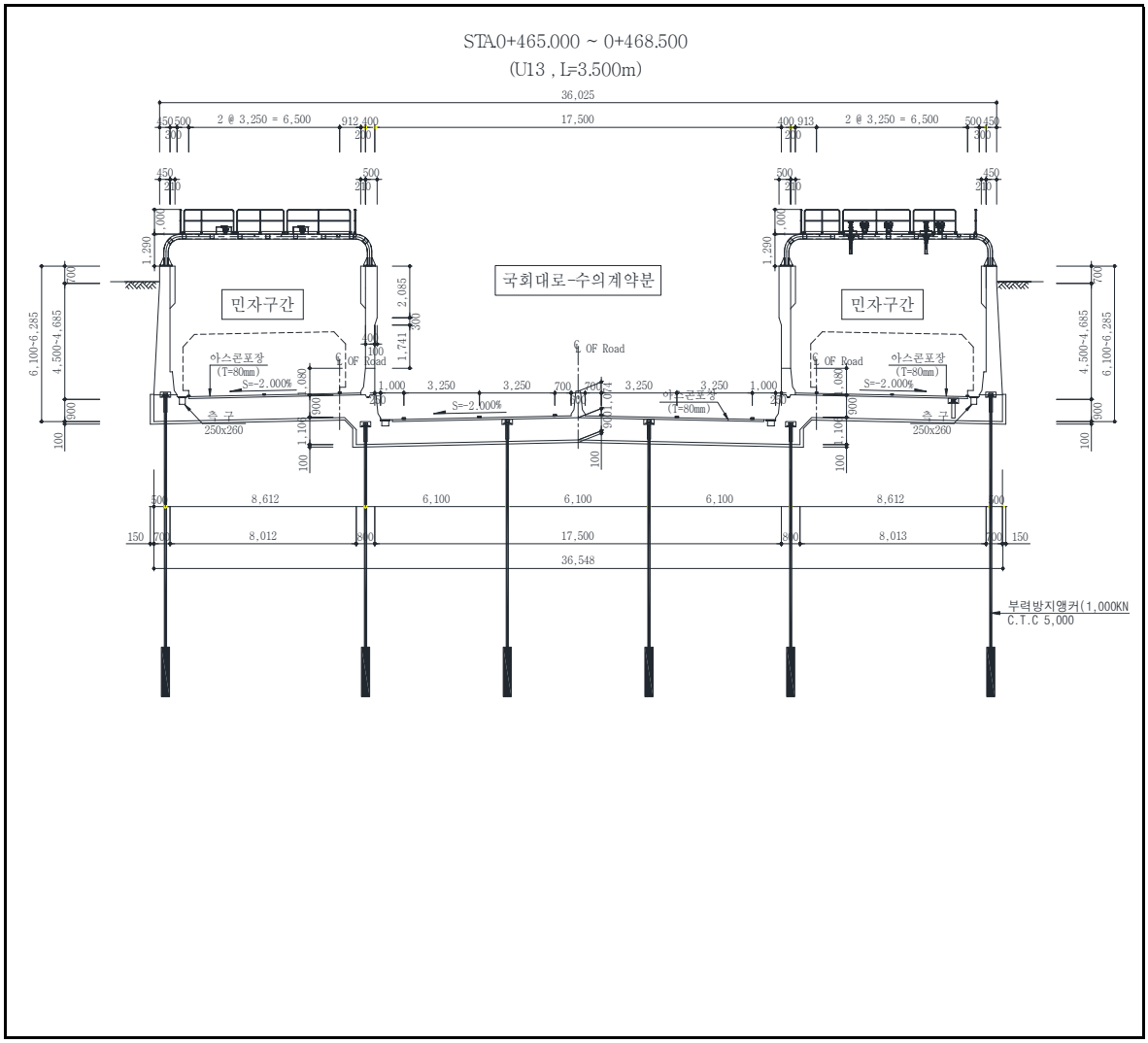
1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정


STA.0+465.000 ~ 0+468.500
(U13 , L=3.500m)
36,025
17,500
민자구간
국회대로-수의계약분
민자구간
아스콘포장
(T=80mm)
S=-2.000%
S=-2.000%
아스콘포장
(T=80mm)
아스콘포장
(T=80mm)
S=-2.000%
측 구
250x260
측 구
250x260
℄ OF Road
℄ OF Road
℄ OF Road
8,612
6,100
6,100
6,100
8,612
8,012
17,500
8,013
36,548
부력방지앵커(1,000KN
C.T.C 5,000

3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	191.000	1,320.905	지하수위를 3.288m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -5.3m)	797.480	1,320.905	F.S = 1.656 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	2,168.625	2,537.709	F.S = 1.170 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토(상부슬래브 폐합전 단면 검토)

3.2.1 굴착고 : 7.451 m

3.2.2 부력 작용폭 : 36.524 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 19.100 m = 191.000 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 17.424 m = 174.240 Hw kN/m

= 365.240 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

3.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 1320.905 + 0.000 + 0.000 = 1320.905 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W1(구체자중) : 램프

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	9.513	×	2	EA	=	428.063	kN/m
2)	벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.450	×	6.250	×	2	EA	=	140.625	kN/m
3)	벽체 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.250	×	5.550	× 2	EA	=	34.688	kN/m
4)	헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.500	×	0.500	× 2	EA	=	6.250	kN/m
5)	벽체 방호벽 1-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2	EA	=	5.400	kN/m
6)	벽체 방호벽 1-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2	EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 1-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2	EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 1-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2	EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 1-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2	EA	=	0.930	kN/m
5)	벽체 방호벽 2-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	5.206	× 2	EA	=	104.120	kN/m
6)	벽체 방호벽 2-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2	EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 2-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2	EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 2-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2	EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 2-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2	EA	=	0.930	kN/m
10)	벽체 방호벽 2-6	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	3.210	×	0.210	× 4	EA	=	33.705	kN/m
11)	벽체 방호벽 2-7	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	4.470	×	0.100	× 2	EA	=	11.175	kN/m
							Σ						=	772.575	kN/m

(2) W1(구체자중) : 본선

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	19.100	×	1	EA	=	429.750	kN/m
2)	벽체	:	25.0	KN/m^3	×	0.800	×	0.032	×	2	EA	=	1.280	kN/m
3)	공동구 방호벽 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.050	×	1.080	× 2	EA	=	2.700	kN/m
4)	공동구 방호벽 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2	EA	=	1.500	kN/m
5)	공동구 방호벽 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2	EA	=	1.320	kN/m
6)	공동구 방호벽 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2	EA	=	0.525	kN/m
7)	공동구 방호벽 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2	EA	=	0.930	kN/m
8)	중앙분리대 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2	EA	=	5.400	kN/m
9)	중앙분리대 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2	EA	=	1.500	kN/m
10)	중앙분리대 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2	EA	=	1.320	kN/m
11)	중앙분리대 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2	EA	=	0.525	kN/m
12)	중앙분리대 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2	EA	=	0.930	kN/m
13)	경관벽체(방호벽측)	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	4.106	× 2	EA	=	82.120	kN/m
14)	경관벽체(중분대)	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.200	×	3.706	× 1	EA	=	18.530	kN/m
							Σ						=	548.330	kN/m

(3) W_2 (상재하중) : 없음

(4) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{1320.905}{365.240\ Hw} \geq 1.1 \quad \Rightarrow H \leq 3.288\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 3.288m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (지하수위 : G.L-5.3m)

3.3.1 굴착고 : 7.451 m

3.3.2 부력 작용폭 : 36.524 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 2.151 × 19.100 = 410.841 KN/m

10.000 × 2.219 × 17.424 = 386.639 KN/m

= 797.480 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 1320.905 + 0.000 + 0.000 = 1320.905 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 1320.905 KN/m

② 헌치

(0.000 × 0.000)× 1/2 × 2 EA × 0.000 = 0.000 kN/m

TOTAL = 1320.905 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 0.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 0.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 0.000 ² + 10.0 × 0.000 ²

+ 2 × 19.0 × 0.000 × 0.000)× tan 20° = 0.000 kN/m

3.3.5 안정검토

$F_s = \frac{R}{U} = \frac{1320.905}{797.480} = 1.656 \geq 1.200$ ∴ O.K

3.4 완공후 부력검토 (극한수위 : G.L -1.0m)

(1) 구체자중 : 램프

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	9.513	×	2	EA	=	428.063	kN/m
2)	벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.450	×	6.250	×	2	EA	=	140.625	kN/m
3)	벽체 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.250	×	5.550	×	2	EA	=	34.688	kN/m
4)	헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.500	×	0.500	×	2	EA	=	6.250	kN/m
5)	벽체 방호벽 1-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	×	2	EA	=	5.400	kN/m
6)	벽체 방호벽 1-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	2	EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 1-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	2	EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 1-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	2	EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 1-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	2	EA	=	0.930	kN/m
5)	벽체 방호벽 2-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	5.206	×	2	EA	=	104.120	kN/m
6)	벽체 방호벽 2-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	2	EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 2-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	2	EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 2-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	2	EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 2-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	2	EA	=	0.930	kN/m
10)	벽체 방호벽 2-6	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	3.210	×	0.210	×	4	EA	=	33.705	kN/m
11)	벽체 방호벽 2-7	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	4.470	×	0.100	×	2	EA	=	11.175	kN/m
								Σ					=	727.695	kN/m

(2) 구체자중 : 본선

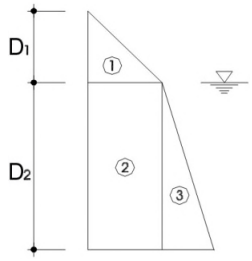
1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	19.100	×	1	EA	=	429.750	kN/m
2)	벽체	:	25.0	KN/m^3	×	0.800	×	0.032	×	2	EA	=	1.280	kN/m
3)	공동구 방호벽 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.050	×	1.080	×	2	EA	=	2.700	kN/m
4)	공동구 방호벽 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	2	EA	=	1.500	kN/m
5)	공동구 방호벽 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	2	EA	=	1.320	kN/m
6)	공동구 방호벽 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	2	EA	=	0.525	kN/m
7)	공동구 방호벽 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	2	EA	=	0.930	kN/m
8)	중앙분리대 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	×	2	EA	=	5.400	kN/m
9)	중앙분리대 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	2	EA	=	1.500	kN/m
10)	중앙분리대 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	2	EA	=	1.320	kN/m
11)	중앙분리대 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	2	EA	=	0.525	kN/m
12)	중앙분리대 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	2	EA	=	0.930	kN/m
13)	경관벽체(방호벽측)	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	4.106	×	2	EA	=	82.120	kN/m
14)	경관벽체(중분대)	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.200	×	3.706	×	1	EA	=	18.530	kN/m
								Σ					=	548.330	kN/m

(2) 연직하중

1) 아스팔트	23.000	kN/m^3	×	33.524	m	×	0.080	m	=	61.684	kN/m
				Σ					=	61.684	kN/m

(3) 측면마찰력 $[2\cdot C\cdot D] + [K_u\cdot\gamma\cdot D^2\cdot\tan\delta]$ 여기서 C=0 이므로 [2·C·D] 항목은 제외

토압분포



1) $(K_o\cdot\gamma_t\cdot D_1)$ x (1/2) x D_1 x tanδ x 1EA

(0.455 × 20.000 kN/m^3 × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

2) $(K_o\cdot\gamma_t\cdot D_1)$ x D_2 x tanδ x 1EA

(0.455 × 20.000 kN/m^3 × 0.000 m) × 0.000 m

× 0.000 × 2 EA = - kN/m

3) $(K_o\cdot\gamma_{sub}\cdot D_2)$ x (1/2) x D_2 x tanδ x 1EA

(0.455 × 11.000 kN/m^3 × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

Σ = - kN/m

(4) 양압력

양압력 :	10.000	KN/m^3	×	5.450	m	×	17.425	m	=	949.663	kN/m
양압력 :	10.000	KN/m^3	×	6.382	m	×	19.100	m	=	1,218.962	kN/m
				Σ					=	2,168.625	kN/m

(5) 안전율

$$\text{안전율(S.F)} = \frac{(\ 1276.025 + 61.684 + 0.000\ )}{2168.625} = 0.617 < 1.05$$ **N.G**

∵ 부력앵커를 설치해야함

(6) 소요 부력 ANCHOR 작용력

Preq = 2168.625 × 1.05 − 1337.709 = 939.35 kN/m

(7) 사용 부력 ANCHOR 작용력

부반력 앵커 인장력 : 1000 kN

앵커 종방향 C.T.C : 5.00 m

Puse = 1000.000 × 1.0 / 5.000 × 6 EA = 1200.00 kN/m > 939.35 kN/m

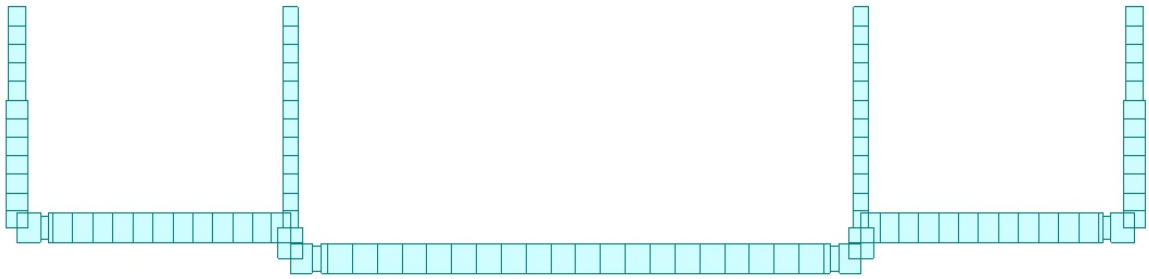
(8) 부력앵커 설치 후 안전율

$$\text{안전율(S.F)} = \frac{(\ 1276.025 + 61.684 + 1200.000\ )}{2168.625} = 1.170 \geq 1.05$$ **O.K**

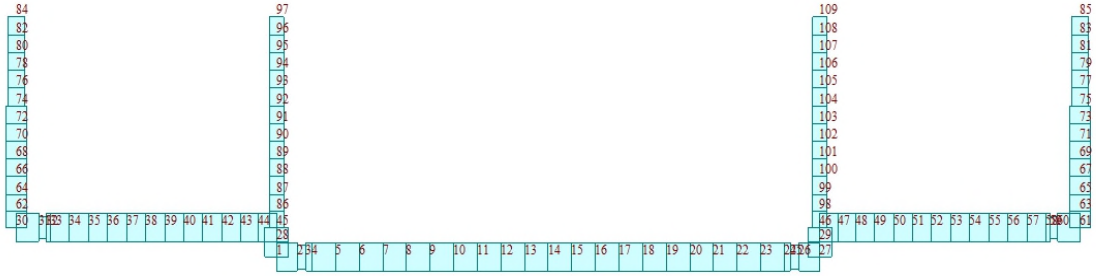
4. 해석모델링

4.1 Modeling

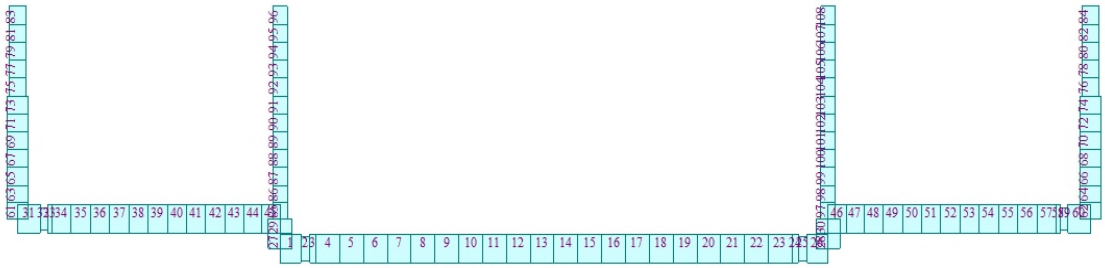
모델링



절점번호



부재번호



4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	0.900	0.900	0.0607500	램프 하부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	0.700	0.700	0.0285833	외측 벽체
	2	1.000	0.800	0.800	0.0426667	접합부 벽체
	3	1.000	0.500	0.500	0.0104167	접합부 벽체

4.3 강역산정

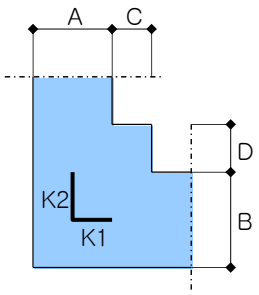
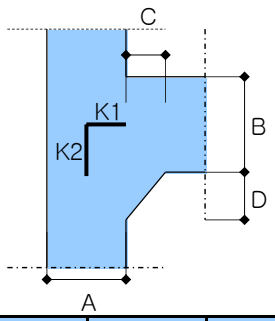
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

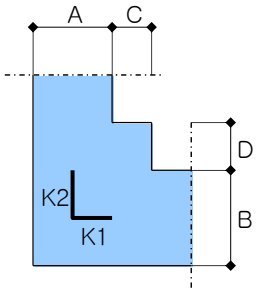
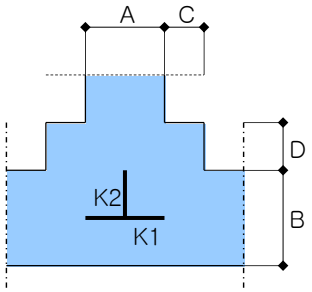
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

2) 강역설정

구분	단부			접합부		
하부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.700	m	A	0.800	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C	0.180	m	C	0.500	m
	D	0.330	m	D	0.500	m
	Θ1	61.390	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	28.610	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.305	m	K1	0.450	m
	K2	0.138	m	K2	0.550	m

구분	단부				
하부슬래브 본선					
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.800	m	A		m
	B	0.900	m	B		m
	C	0.130	m	C		m
	D	0.330	m	D		m
	Θ1	68.499	°	Θ1		°
	Θ2	21.501	°	Θ2		°
	K1	0.305	m	K1		m
	K2	0.580	m	K2		m

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎡)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서, 아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡ (지반조사보고서 참조, 보링공 내에서 측정한 변형계수 적용)

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(17.42 × 17.42) = 17.42 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (17.42 / 0.3) $^{-3/4}$ = 17,745 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.7000 + 0.7500) / 2 × 17,745	=	12,865	30 61
2	(0.7500 + 0.2500) / 2 × 17,745	=	8,873	31 60
3	(0.2500 + 0.1500) / 2 × 17,745	=	3,549	32 59
4	(0.1500 + 0.6412) / 2 × 17,745	=	7,020	33 58
5	(0.6412 + 0.6412) / 2 × 17,745	=	11,378	34 TO42 49 TO 57
6	(0.6412 + 0.6000) / 2 × 17,745	=	11,013	43 48
7	(0.6000 + 0.6000) / 2 × 17,745	=	10,647	44 47

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 $= (1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡ (지반조사보고서 참조, 보링공 내에서 측정한 변형계수 적용)

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(19.10 × 19.10) = 19.10 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (19.10 / 0.3) $^{-3/4}$ = 16,564 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.8000 + 0.7000) / 2 × 16,564	=	12,423	1 27
2	(0.7000 + 0.3000) / 2 × 16,564	=	8,282	2 26
3	(0.3000 + 0.2000) / 2 × 16,564	=	4,141	3 25
4	(0.2000 + 0.7950) / 2 × 16,564	=	8,241	4 24
5	(0.7950 + 0.7950) / 2 × 16,564	=	13,168	5 TO 23

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

· 방호벽(램프) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	×	1	EA	=	10.800	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	1	EA	=	0.750	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	1	EA	=	0.660	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	1	EA	=	0.263	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	1	EA	=	0.465	kN/m
											=	12.938	kN/m

· 중앙분리대(본선) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	×	2	EA	=	5.400	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	2	EA	=	1.500	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	2	EA	=	1.320	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	2	EA	=	0.525	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	2	EA	=	0.930	kN/m
											=	9.675	kN/m

· 경관벽체(방호벽측) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	4.106	×	1	EA	=	41.060	kN/m
											=	41.060	kN/m

· 경관벽체(중앙분리대) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.200	×	3.706	×	1	EA	=	18.530	kN/m
											=	18.530	kN/m

6.2 활하중 ····· LC02~07

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 10.000 × 0.500 ∴ W_{L2} = **5.000** kN/m^2

6.3 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2

· W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [1.000 x 19.0] = **9.500** kN/m^2

· W_{h3} = 9.500 + 0.500 × [5.000 x 19.0] = **57.000** kN/m^2

· W_{h4} = 57.000 + 0.500 × [0.932 x 19.0] = **65.854** kN/m^2

6.4토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

- W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2
- W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [1.000 x 19.0] = **9.500** kN/m^2
- W_{h3} = 9.500 + 0.500 × [5.000 x 10.0] = **34.500** kN/m^2
- W_{h4} = 34.500 + 0.500 × [0.932 x 10.0] = **39.160** kN/m^2

6.5 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 램프, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W1}) : 양수압

- W_{W1} = (5.00 + 0.000 + 0.00) × 10.0 = **50.000** kN/m^2

② 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

- W_{W2} = (5.00 + 0.932 + 0.00) × 10.0 = **59.320** kN/m^2

6.6 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

- W_{w2} = 0.000 + (0.000) x 10.0 = **0.000** kN/m^2
- W_{w3} = 0.000 + (1.000) x 10.0 = **10.000** kN/m^2
- W_{w4} = 10.000 + (5.000) x 10.0 = **60.000** kN/m^2
- W_{w5} = 60.000 + (0.932) x 10.0 = **69.320** kN/m^2

6.7 앵커하중 ····· LC21

단위 M당 작용하중 = 앵커력 / 앵커의 종방향 C.T.C

부반력 앵커 인장력 : 1000 kN

P = 1000.0 / 5.00 = **200.000** kN/m

6.8 풍하중 ····· LC22

방음벽 높이 = 4.0 m

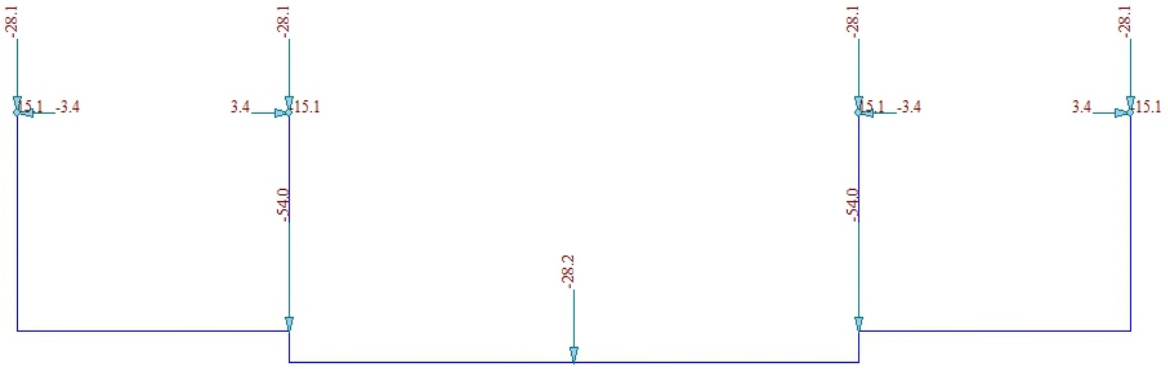
Fw = 4.0 x 0.70 = **2.800** kN/m

Mw = 2.8 x 4.00 / 2 = **5.600** kN*m/m

Vw = 1.561 = **1.561** kN/m

7. 하중재하도

LC1. 고정하중(자중)



프로그램내에서 자동 계산

방호벽, 중분대 및 경관벽체는 집중하중으로 재하

LC5. 활하중(수평하중 만재하시)

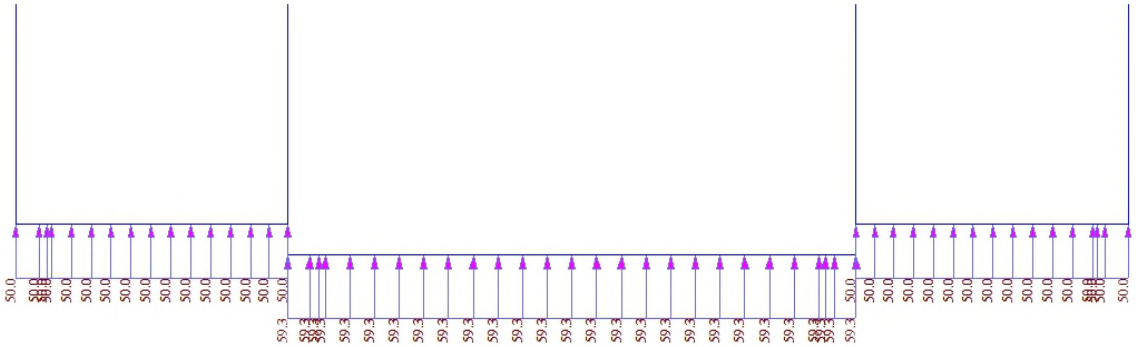
LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)

LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)

LC10. 토압(수평하중 지하수無)

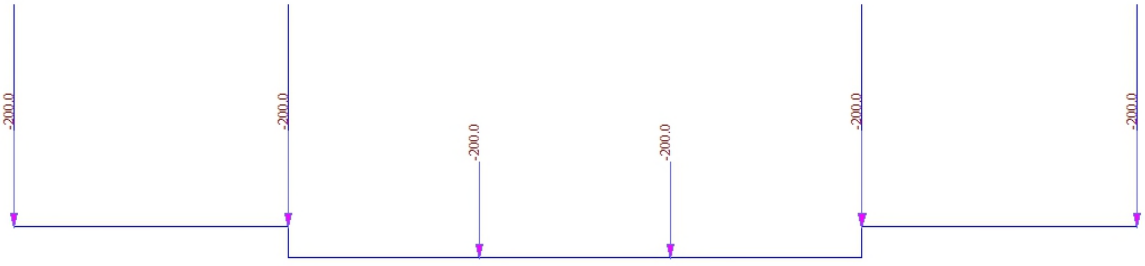
LC11. 토압(수평하중 지하수有)

LC12. 수압(연직하중)



LC13. 수압(수평하중)

LC21. 앵커하중



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.05 − 0.025h ≥ 0.875

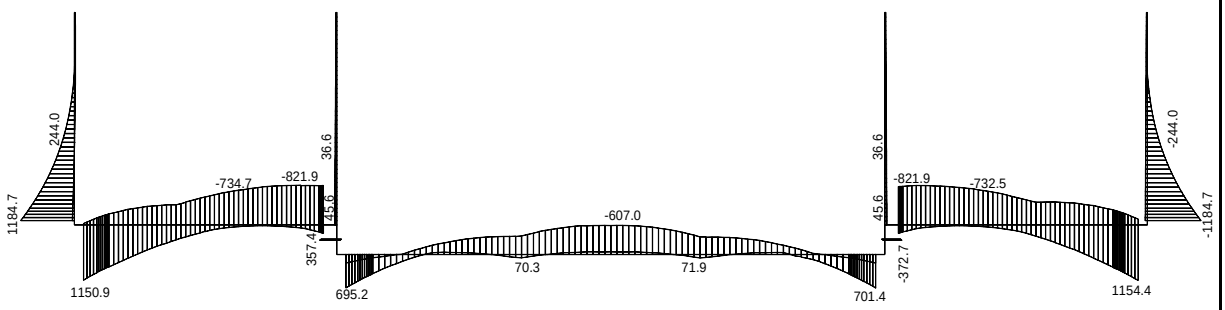
적용토피 = 0.000 m α_H = 1.05 − 0.025 × 0.00

= 1.05 ≥ 0.875 ∴ α_H = 1

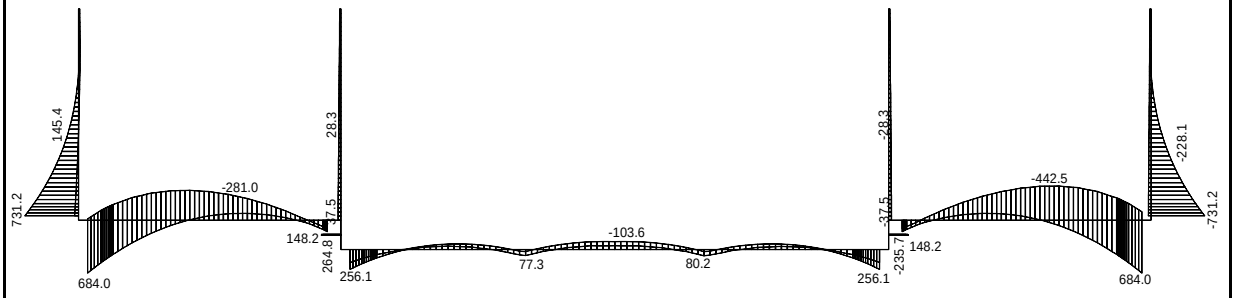
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축	앵커하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC21	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.60		1.60				1.20	1.00	
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.60		1.60				1.20	1.00	
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.60		1.60				1.20	1.00	
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00	
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00	
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00	
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.60		0.80				1.20	1.00	
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.60		0.80				1.20	1.00	
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.60		0.80				1.20	1.00	
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00	
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00	
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00	
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60					1.00	
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		1.00	
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60					1.00	
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		1.00	
	UCOMB17	1.20					1.00									1.00	
	UCOMB18	0.90							0.90		1.60					1.00	
	UCOMB19	0.90								0.90		1.60	0.90	1.60		1.00	
	UCOMB20	0.90							0.90		0.80					1.00	
	UCOMB21	0.90								0.90		0.80	0.90	0.80		1.00	
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00					1.00	
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00					1.00	
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	
	WCOMB17	1.00					1.00									1.00	
	WCOMB18	1.00							1.00		1.00					1.00	
	WCOMB19	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	
	WCOMB20	1.00							1.00		1.00					1.00	
	WCOMB21	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	

9. 단면력도

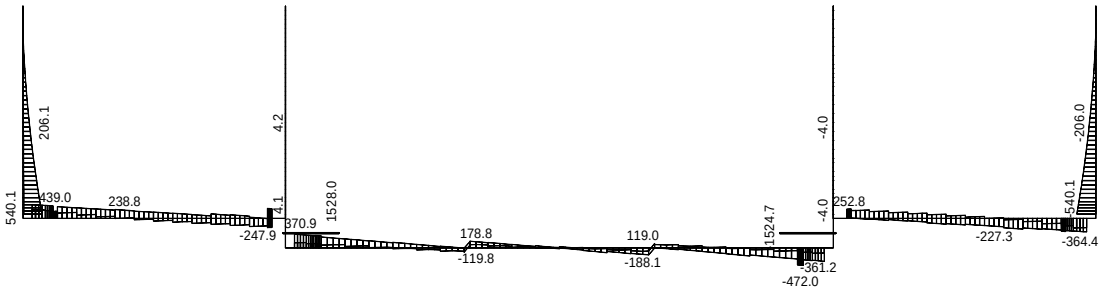
계수하중 - 모멘트도(B.M.D)



사용하중 - 모멘트도(B.M.D)



계수하중 - 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	1150.920	-	286.580	683.970	800.070	-	237.680	1150.920	-	286.580	683.970	상시	상시
	램프중앙부	734.710	-	138.410	281.010	267.780	-	93.210	734.710	-	138.410	281.010	상시	상시
	램프접합부	821.850	-	190.120	148.200	198.930	-	183.650	821.850	-	190.120	148.200	상시	상시
	본선접합부	695.190	-	335.080	256.150	328.310	-	170.430	695.190	-	335.080	256.150	상시	상시
	본선중앙부(+)	607.000	-	178.790	103.050	163.070	-	0.000	607.000	-	178.790	103.050	상시	상시
	본선중앙부(-)	104.020	-	178.790	67.990	67.500	-	116.930	104.020	-	178.790	67.990	상시	상시
	램프측구	991.410	-	352.330	550.310	643.090	-	324.940	991.410	-	352.330	550.310	상시	상시
	본선측구	557.440	-	343.240	184.140	246.770	-	189.050	557.440	-	343.240	184.140	상시	상시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	중앙부(-)	Mmax	243.950	71.350	206.070	145.390	185.980	121.860	146.500	243.950	71.350	206.070	145.390	상시	상시
		Pmax	81.790	169.660	206.070	145.390	185.980	121.860	146.500	81.790	169.660	206.070	145.390	상시	상시
	하단부	Mmax	1184.670	202.010	406.530	731.170	853.620	192.140	302.200	1184.670	202.010	406.530	731.170	상시	상시
		Pmax	1184.670	202.010	406.530	731.170	853.620	192.140	302.200	1184.670	202.010	406.530	731.170	상시	상시

※ 벽체 : 연결부

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
연결부 벽체	중앙부(+)	Mmax	45.610	151.320	4.130	37.550	4.490	83.590	4.020	45.610	151.320	4.130	37.550	상시	상시
		Pmax	45.610	199.500	4.130	37.550	2.220	91.900	4.020	45.610	199.500	4.130	37.550	상시	상시
	하단부	Mmax	357.380	398.700	1527.430	263.410	307.230	230.620	191.420	357.380	398.700	1527.430	263.410	상시	상시
		Pmax	357.380	398.700	1527.430	263.410	307.230	230.620	191.420	357.380	398.700	1527.430	263.410	상시	상시

11. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	1150.92	683.97		800.07	1150.92	286.58	1779.74		1.00	0.900 0.800	0.100	H29@250 + H29@250 H19@250 + H19@250		1.55	344.86	125.00
	램프 중앙부	734.71	281.01		267.78	734.71	138.41	1354.55		1.00	0.900 0.820	0.080	H29@250 + H29@250		1.84	1152.38	125.00
	램프 접합부	821.85	148.20		198.93	821.85	190.12	1354.55		1.00	0.900 0.820	0.080	H29@250 + H29@250		1.65	1638.82	125.00
	본선 접합부	695.19	256.15		328.31	695.19	335.08	813.91		1.00	0.900 0.800	0.100	H22@250 + H22@250		1.17	486.53	125.00
	본선 중앙부 (+)	607.00	103.05		163.07	607.00	178.79	834.97		1.00	0.900 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		1.38	1928.48	125.00
	본선 중앙부 (-)	104.02	67.99		67.50	104.02	178.79	307.72		1.00	0.698 0.598	0.100	H22@250 + H@		2.96	788.09	250.00
	램프 측구	991.41	550.31		643.09	991.41	352.33	1269.36		1.00	0.698 0.598	0.100	H29@250 + H29@250 H19@250 + H19@250	H16@150 - 2EA	1.28	278.78	125.00
	본선 측구	557.44	184.14		246.77	557.44	343.24	665.45		1.00	0.759 0.659	0.100	H22@250 + H22@250		1.19	853.65	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
외측벽체	중앙부(-) Mmax	243.95	145.39	71.35	185.98	243.95	206.07	813.09		1.00	0.580 0.480	0.100	H29@250 + H29@250		3.33	955.25	125.00
	중앙부(-) Pmax	81.79	145.39	169.66	185.98	81.79	206.07	1178.80		1.00	0.580 0.480	0.100	H29@250 + H29@250		14.41	955.25	125.00
	하단부 Mmax	1184.67	731.17	202.01	853.62	1184.67	406.53	1352.19	829.44	1.00	0.700 0.600	0.100	H29@250 + H29@250 H19@250 + H19@250	H16@150 - 2EA	1.14	158.41	125.00
	하단부 Pmax	1184.67	731.17	202.01	853.62	1184.67	406.53	1352.19	829.44	1.00	0.700 0.600	0.100	H29@250 + H29@250 H19@250 + H19@250	H16@150 - 2EA	1.14	158.41	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
연결부 벽체	상재하중 (+) Mmax	45.61	37.55	151.32	4.49	45.61	4.13	211.65		1.00	0.400 0.320	0.080	H16@250 + H@		**4.64**	490.55	250.00
	상재하중 (+) Pmax	45.61	37.55	199.50	2.22	45.61	4.13	271.61		1.00	0.400 0.320	0.080	H16@250 + H@		**5.96**	490.55	250.00
	하단부 Mmax	357.38	263.41	398.70	307.23	357.38	1527.43	1767.90	1943.60	1.00	0.800 0.720	0.080	H29@250 + H29@250	H25@150 - 2EA	**4.95**	805.34	125.00
	하단부 Pmax	357.38	263.41	398.70	307.23	357.38	1527.43	1767.90	1943.60	1.00	0.800 0.720	0.080	H29@250 + H29@250	H25@150 - 2EA	**4.95**	805.34	125.00

12. 단면설계

12.1 하부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	769.157	769.157
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1150.920	286.580	683.970	130.843	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 80.967 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 261513.403 As - 1150920000 = 0

∴ Required As = 4645.509 ㎟ [p = 0.00604]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 16902.227 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2692.050 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2497.911 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2692.050 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6194.013 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	7431.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 95.256 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (769.157 - 95.256) / 95.256

= 0.0212

· ε_t = 0.0212 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1779.735 kN.m > Mu = 1150.920 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 499.582 kN > Vu = 286.580 kN

· 1/2·Øv·Vc = 249.791 kN < Vu = 286.580 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00966

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.306

· j = 1 - k / 3 = 0.898

· x = k·d = 235.604 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.407 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 133.272 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 140.976 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 344.858 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 446.886 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 344.858 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
734.710	138.410	281.010	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 47.294 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 734710000 = 0

∴ Required As = 2713.510 ㎟ [p = 0.00331]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3618.014 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As =			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 55.640 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 55.640) / 55.640

= 0.0412

· ε_t = 0.0412 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1354.553 kN.m > Mu = 734.710 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 138.410 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 138.410 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00627

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.256

· j = 1 - k / 3 = 0.915

· x = k·d = 209.570 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.575 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 72.892 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 72.892 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1276.730 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1152.384 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1152.384 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
821.850	190.120	148.200	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 53.097 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 821850000 = 0

∴ Required As = 3046.445 ㎟ [p = 0.00372]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4061.926 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 62.467 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 62.467) / 62.467

= 0.0364

· ε_t = 0.0364 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1354.553 kN.m > Mu = 821.850 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 190.120 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 190.120 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00627

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.256

· j = 1 - k / 3 = 0.915

· x = k·d = 209.570 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 1.885 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 38.442 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 38.442 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1884.779 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1638.823 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1638.823 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	800.000	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
695.190	335.080	256.150	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 45.861 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 272000.000 As - 695190000 = 0

∴ Required As = 2631.266 ㎟ [p = 0.00329]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 17580.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2598.076 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3508.354 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 53.954 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - 53.954) / 53.954

= 0.0415

· ε_t = 0.0415 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 813.914 kN.m > Mu = 695.190 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 335.080 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 335.080 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00387

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.207

· j = 1 - k / 3 = 0.931

· x = k·d = 165.817 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.149 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 111.067 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 111.067 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 486.534 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 567.227 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 486.534 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부(+)

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
607.000	178.790	103.050	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 38.868 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 607000000 = 0

∴ Required As = 2230.040 ㎟ [p = 0.00272]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2973.386 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 45.727 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 45.727) / 45.727

= 0.0508

· ε_t = 0.0508 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 834.973 kN.m > Mu = 607.000 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 178.790 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 178.790 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 168.115 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 1.605 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 43.558 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 43.558 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 2238.105 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1928.484 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1928.484 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 본선중앙부(-)

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	698.000	598.000	598.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
104.020	178.790	67.990	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 8.984 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 203320.000 As - 104020000 = 0

∴ Required As = 515.480 ㎟ [p = 0.00086]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 13141.050 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2093.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1942.062 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2093.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 687.306 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	1548.400	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 10.570 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (598.000 - 10.570) / 10.570

= 0.1667

· ε_t = 0.1667 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 307.717 kN.m > Mu = 104.020 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 388.412 kN > Vu = 178.790 kN

· 1/2·Øv·Vc = 194.206 kN > Vu = 178.790 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00259

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.173

· j = 1 - k / 3 = 0.942

· x = k·d = 103.532 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.331 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 77.925 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 77.925 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 788.089 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 808.471 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 788.089 mn > 250.000 mm ∴ **O.K**

12.1.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	698.000	567.157	567.157
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
991.410	352.330	550.310	130.843	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 98.091 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 192833.403 As - 991410000 = 0

∴ Required As = 5627.960 ㎟ [p = 0.00992]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 12463.277 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1985.050 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1841.897 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1985.050 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 7503.947 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	7431.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 115.401 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (567.157 - 115.401) / 115.401

= 0.0117

· ε_t = 0.0117 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1269.361 kN.m > Mu = 991.410 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 368.379 kN > Vu = 352.330 kN

· 1/2·Øv·Vc = 184.190 kN < Vu = 352.330 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01310

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.346

· j = 1 - k / 3 = 0.885

· x = k·d = 196.399 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.170 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 147.609 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 159.888 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 278.782 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 394.025 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 278.782 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	759.000	659.000	659.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
557.440	343.240	184.140	100.000	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 44.891 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 224060.000 As - 557440000 = 0

∴ Required As = 2575.631 ㎟ [p = 0.00391]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 14481.525 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2306.500 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2140.165 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2306.500 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3434.175 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 52.813 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (659.000 - 52.813) / 52.813

= 0.0344

· ε_t = 0.0344 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 665.454 kN.m > Mu = 557.440 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 456.569 kN > Vu = 343.240 kN

· 1/2·Øv·Vc = 228.285 kN < Vu = 343.240 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00470

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.226

· j = 1 - k / 3 = 0.925

· x = k·d = 148.737 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.063 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 97.570 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 97.570 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 853.648 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 860.918 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 853.648 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 램프-벽체 단면검토

12.2.1 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	243.950	206.070	71.350	145.390
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	580.000	480.000	100.000	80.000	480.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3419.061	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0133] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 288.000 mm

· a = β1·c = 244.800 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13311000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 279.342 mm

· d" = X - H + d = 179.342 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5618.160 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4531.348 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1583.940 kN.m

· eb = Mb / Pb = 349.552 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 88.671 mm로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 104.319 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 139.875 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 279.779 kN

∴ a = 88.671 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2034.999 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 300.450 kN

· Ts = fs·As = 2055.680 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1006.757 kN.m

· e' = e + X - dc = 3598.403 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000002 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (480.000 - 104.319) / 104.319

= 0.01080

· ε_t = 0.0108 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 237.812 kN > Pu = 71.350 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 813.094 kN.m > Mu = 243.950 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 314.509 kN > Vu = 206.070 kN

· 1/2·Øv·Vc = 157.255 kN < Vu = 206.070 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01071

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.319

· j = 1 - k / 3 = 0.894

· x = k·d = 153.120 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.427 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 65.951 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 65.951 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 980.318 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 955.255 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 955.255 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	81.790	206.070	169.660	145.390
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	580.000	480.000	100.000	80.000	480.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
482.082	0.850	0.82	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0133] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 288.000 mm

· a = β1·c = 244.800 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13311000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 279.342 mm

· d" = X - H + d = 179.342 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5618.160 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4531.348 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1583.940 kN.m

· eb = Mb / Pb = 349.552 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 180.334 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 212.157 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 373.753 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 2984.406 kN

∴ a = 180.334 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4138.665 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 901.423 kN

· Ts = fs·As = 2055.680 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1973.957 kN.m

· e' = e + X - dc = 661.424 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (480.000 - 212.157) / 212.157

= 0.00379

· ε_t = 0.0038 , 0.002 < εt < 0.005 이므로 변화구간 단면 ⇒ Øf = 0.82 적용

∴ Ø Pn = 2445.223 kN > Pu = 169.660 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 1178.798 kN.m > Mu = 81.790 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 318.283 kN > Vu = 206.070 kN

· 1/2·Øv·Vc = 159.142 kN < Vu = 206.070 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01071

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.319

· j = 1 - k / 3 = 0.894

· x = k·d = 153.120 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.427 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 65.951 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 65.951 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 980.318 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 955.255 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 955.255 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1184.670	406.530	202.010	731.170
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	700.000	569.157	130.843	80.000	569.157
e (mm)	β1	Øf	Øv		
5864.413	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	7431.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0143] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 341.494 mm

· a = β1·c = 290.270 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 16065000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 331.365 mm

· d" = X - H + d = 200.522 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6661.697 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2972.480 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4658.085 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2364.587 kN.m

· eb = Mb / Pb = 507.631 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 116.083 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 136.568 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 248.527 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 271.265 kN

∴ a = 116.083 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2664.105 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 579.643 kN

· Ts = fs·As = 2972.480 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1645.202 kN.m

· e' = e + X - dc = 6064.935 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000010 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (569.157 - 136.568) / 136.568

= 0.00950

· ε_t = 0.0095 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 230.575 kN > Pu = 202.010 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 1352.187 kN.m > Mu = 1184.670 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 377.299 kN < Vu = 406.530 kN

· 1/2·Øv·Vc = 188.650 kN < Vu = 406.530 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 284.6 mm ∴ **O.K**

= 829.437 kN > Vu = 406.530 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01306

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.346

· j = 1 - k / 3 = 0.885

· x = k·d = 196.928 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 14.748 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 195.410 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 211.602 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 158.411 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 297.729 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 158.411 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1184.670	406.530	202.010	731.170
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	700.000	569.157	130.843	80.000	569.157
e (mm)	β1	Øf	Øv		
5864.413	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	7431.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0143] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 341.494 mm

· a = β1·c = 290.270 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 16065000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 331.365 mm

· d" = X - H + d = 200.522 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6661.697 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2972.480 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4658.085 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2364.587 kN.m

· eb = Mb / Pb = 507.631 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 116.083 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 136.568 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 248.527 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 271.265 kN

∴ a = 116.083 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2664.105 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 579.643 kN

· Ts = fs·As = 2972.480 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1645.202 kN.m

· e' = e + X - dc = 6064.935 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000010 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (569.157 - 136.568) / 136.568

= 0.00950

· ε_t = 0.0095 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 230.575 kN > Pu = 202.010 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 1352.187 kN.m > Mu = 1184.670 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 377.299 kN < Vu = 406.530 kN

· 1/2·Øv·Vc = 188.650 kN < Vu = 406.530 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 284.6 mm ∴ **O.K**

= 829.437 kN > Vu = 406.530 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01306

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.346

· j = 1 - k / 3 = 0.885

· x = k·d = 196.928 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 14.748 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 195.410 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 211.602 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 158.411 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 297.729 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 158.411 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 연결부 벽체 중앙부(+) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	45.610	4.130	151.320	37.550
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	400.000	320.000	80.000	100.000	320.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
301.414	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	794.400	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0040] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 192.000 mm

· a = β1·c = 163.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 9180000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 199.353 mm

· d" = X - H + d = 119.353 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 3745.440 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 317.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3727.209 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 513.956 kN.m

· eb = Mb / Pb = 137.893 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 59.525 mm로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 70.030 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -256.781 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 826.122 kN

∴ a = 59.525 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1366.099 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -222.218 kN

· Ts = fs·As = 317.760 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 347.605 kN.m

· e' = e + X - dc = 420.767 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (320.000 - 70.030) / 70.030

= 0.01071

· ε_t = 0.0107 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 702.204 kN > Pu = 151.320 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 211.654 kN.m > Mu = 45.610 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 213.462 kN > Vu = 4.130 kN

· 1/2·Øv·Vc = 106.731 kN > Vu = 4.130 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00248

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.170

· j = 1 - k / 3 = 0.943

· x = k·d = 54.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.573 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 156.587 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 156.587 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 490.554 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 536.443 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 490.554 mn > 250.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 연결부 벽체 중앙부(+) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	45.610	4.130	199.500	37.550
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	400.000	320.000	80.000	100.000	320.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
228.622	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	794.400	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0040] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 192.000 mm

· a = β1·c = 163.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 9180000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 199.353 mm

· d" = X - H + d = 119.353 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 3745.440 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 317.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3727.209 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 513.956 kN.m

· eb = Mb / Pb = 137.893 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 77.540 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 91.223 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = -57.727 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 1397.690 kN

∴ a = 77.540 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1779.543 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = -64.090 kN

· Ts = fs·As = 317.760 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 486.361 kN.m

· e' = e + X - dc = 347.975 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (320.000 - 91.223) / 91.223

= 0.00752

· ε_t = 0.0075 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 1188.037 kN > Pu = 199.500 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 271.611 kN.m > Mu = 45.610 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 215.251 kN > Vu = 4.130 kN

· 1/2·Øv·Vc = 107.626 kN > Vu = 4.130 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00248

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.170

· j = 1 - k / 3 = 0.943

· x = k·d = 54.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.573 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 156.587 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 156.587 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 490.554 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 536.443 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 490.554 mn > 250.000 mm ∴ **O.K**

12.2.9 연결부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	357.380	1527.430	398.700	263.410
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	720.000	80.000	100.000	720.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
896.363	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0096] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 432.000 mm

· a = β1·c = 367.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 383.703 mm

· d" = X - H + d = 303.703 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8427.240 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7340.428 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2891.760 kN.m

· eb = Mb / Pb = 393.950 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 161.438 mm로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 189.927 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 284.090 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 2320.350 kN

∴ a = 161.438 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 3705.002 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 671.025 kN

· Ts = fs·As = 2055.680 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 2784.573 kN.m

· e' = e + X - dc = 1200.066 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (720.000 - 189.927) / 189.927

= 0.00837

· ε_t = 0.0084 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 1972.298 kN > Pu = 398.700 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 1767.895 kN.m > Mu = 357.380 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 484.301 kN < Vu = 1527.430 kN

· 1/2·Øv·Vc = 242.151 kN < Vu = 1527.430 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 360 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 724.395 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 724.395 ㎟

· USE Av = H 25 × 2 EA/M = 1013.400 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 484.301 kN + 1459.296 kN

= 1943.597 kN > Vu = 1527.430 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00714

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.270

· j = 1 - k / 3 = 0.910

· x = k·d = 194.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.136 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 78.228 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 78.228 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 842.923 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 805.338 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 805.338 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.10 연결부 벽체 하단부 Pmax

3 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	357.380	1527.430	398.700	263.410
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	720.000	80.000	100.000	720.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
896.363	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0096] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 432.000 mm

· a = β1·c = 367.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 383.703 mm

· d" = X - H + d = 303.703 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8427.240 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7340.428 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2891.760 kN.m

· eb = Mb / Pb = 393.950 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 161.438 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 189.927 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 284.090 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 2320.350 kN

∴ a = 161.438 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 3705.002 kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 671.025 kN
· Ts = fs·As = 2055.680 kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 2784.573 kN.m
· e' = e + X - dc = 1200.066 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (720.000 - 189.927) / 189.927
= 0.00837
· ε_t = 0.0084 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용
∴ Ø Pn = 1972.298 kN > Pu = 398.700 kN ∴ **O.K**
∴ Ø Mn = 1767.895 kN.m > Mu = 357.380 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 484.301 kN < Vu = 1527.430 kN
· 1/2·Øv·Vc = 242.151 kN < Vu = 1527.430 kN
∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**
· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 360 mm ∴ **O.K**
· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]
· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 724.395 ㎟ [소요 전단철근]
· Required Av = 724.395 ㎟
· USE Av = H 25 × 2 EA/M = 1013.400 ㎟ ∴ **O.K**
∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 484.301 kN + 1459.296 kN
= 1943.597 kN > Vu = 1527.430 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00714
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.270
· j = 1 - k / 3 = 0.910
· x = k·d = 194.400 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.136 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 78.228 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 78.228 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 842.923 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 805.338 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 805.338 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

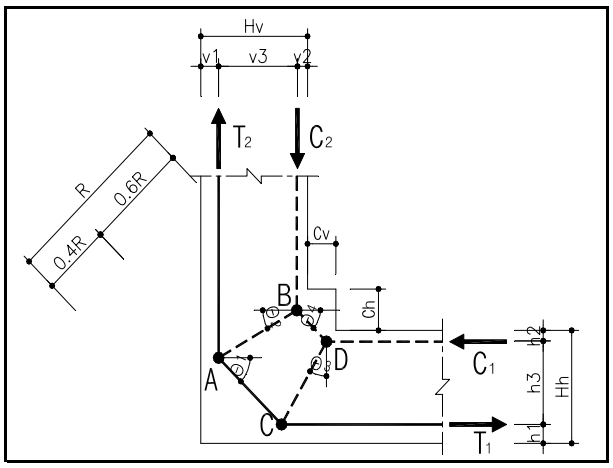
13. 우각부 보강검토

13.1 하부슬래브(램프-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	700.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	520.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1184.670 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1140.18 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

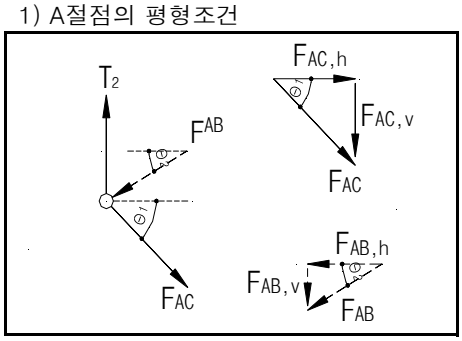
Θ_2 = 30.18°

Θ_3 = 8.09°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

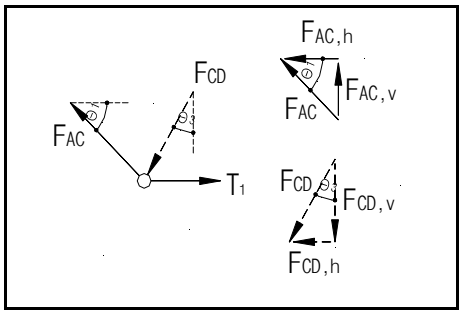
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{1{,}184.670}{0.720} =$ 1,645.375 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{1{,}184.670}{0.520} =$ 2,278.212 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 2,037.303 kN

식 ⑥ 으로부터

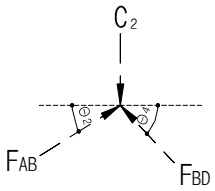
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 2,037.303 kN

따라서 $F_{AC} =$ **2,037.303** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}666.406 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 2{,}037.303 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}455.073 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**2,037.303**	타이
AB	**-1,666.406**	스트럿
BD	**-2,037.303**	스트럿
CD	**-1,455.073**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 2,037.303 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{2{,}037{,}302.596}{0.85 \times 400} = 5{,}992.07 \quad mm^2$$

사용철근량

2단 주철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60 mm^2	(2 cycle)
	= H	19	@	250	=	1,146.00 mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	=	2,026.80 mm^2	(1 단)
	= H	25	@	250	=	2,026.80 mm^2	(2 단)
				합계	=	**7,769.20** mm^2	

$A_{s,used}$ = 7,769.20 mm^2 > 5,992.07 mm^2 ……O.K

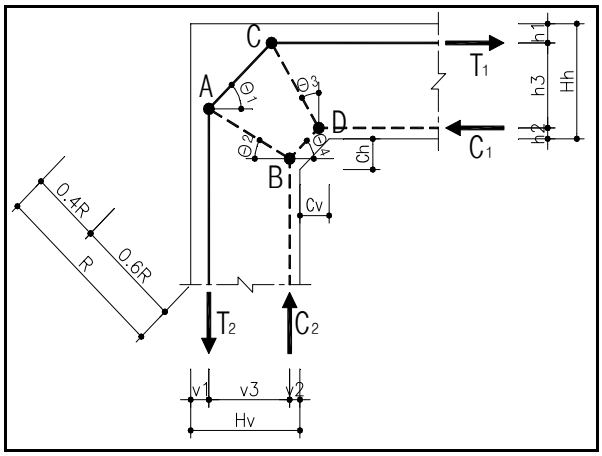
13. 우각부 보강검토

13.2 하부슬래브 (램프 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	800.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	620.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	821.850 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1555.63 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

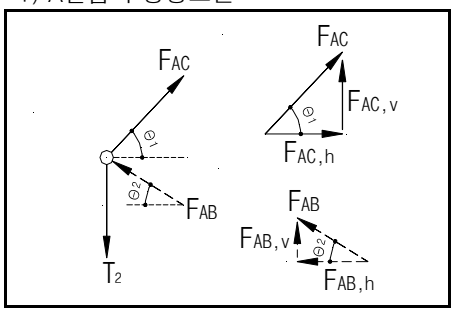
Θ_2 = 36.45°

Θ_3 = 26.44°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

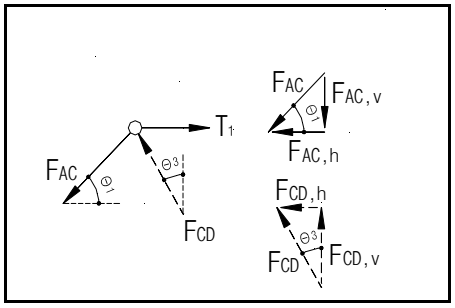
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin \Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos \Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin \Theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin \Theta = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3 \Rightarrow$ $F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{821.850}{0.720} =$ 1,141.458 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{821.850}{0.620} =$ 1,325.565 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,078.174 kN

식 ⑥ 으로부터

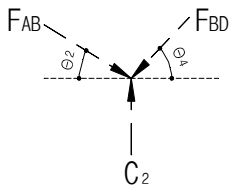
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,078.174 kN

따라서 $F_{AC} =$ **1,078.174** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 947.841 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

ΣV = 0 :

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1,078.174 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 851.426 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,078.174	타이
AB	-947.841	스트럿
BD	-1,078.174	스트럿
CD	-851.426	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,078.174 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1,078,173.856}{0.85 \times 400} = 3,171.10 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**5,139.20**	mm^2	

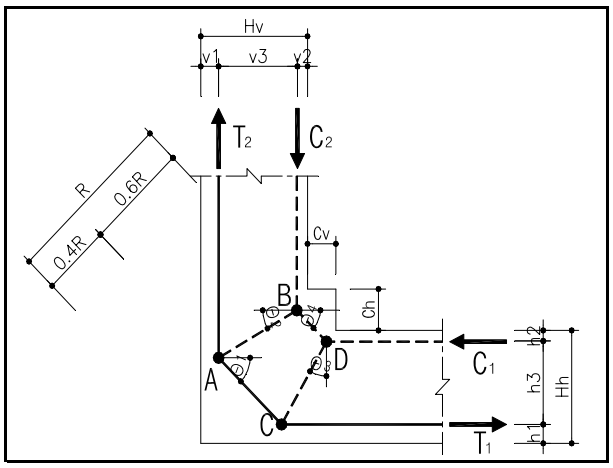
$A_{s,used}$ = 5,139.20 mm^2 > 3,171.10 mm^2 ……O.K

13.3 하부슬래브(본선 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	800.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	620.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	695.190 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1204.16 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

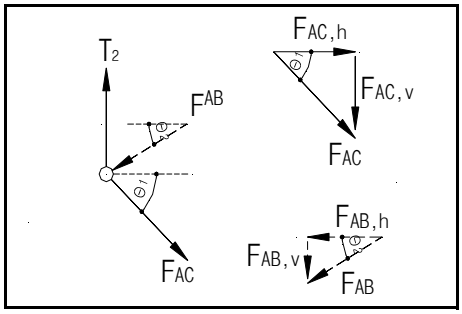
Θ_2 = 21.84°

Θ_3 = 11.65°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

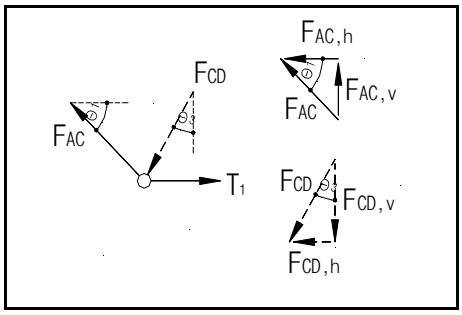
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\Theta = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{695.190}{0.720} =$ 965.542 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{695.190}{0.620} =$ 1,121.274 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,132.008 kN

식 ⑥ 으로부터

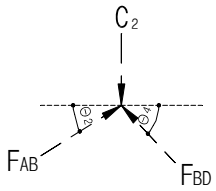
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,132.008 kN

따라서 F_{AC} = **1,132.008** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 862.351 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1,132.008 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 817.298 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,132.008**	타이
AB	**-862.351**	스트럿
BD	**-1,132.008**	스트럿
CD	**-817.298**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,132.008 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1,132,007.591}{0.85 \times 400} = 3,329.43 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**3,096.80**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 3,096.80 mm^2 < 3,329.43 mm^2 ……**N.G**

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1486.240	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	19@	125	=	2292.000				H	16@	300	=	662.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	29@	250	=	2569.600	743.120	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	19@	250	=	1146.000				H	16@	300	=	662.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1486.240	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	19@	125	=	2292.000				H	16@	300	=	662.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1600.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
	H	29@	125	=	5139.200			인장	H	16@	150	=	1324.000	

하 단						1027.840	1600.000	인장								O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000			

15. 지지력 검토

15.1 하중 산정 : 램프

15.1.1 고정하중

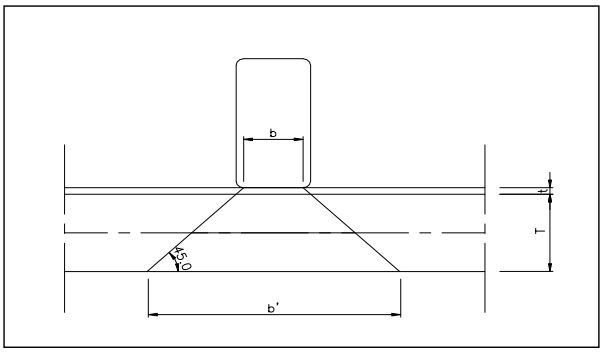
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 727.70 / 17.425 = 41.762 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

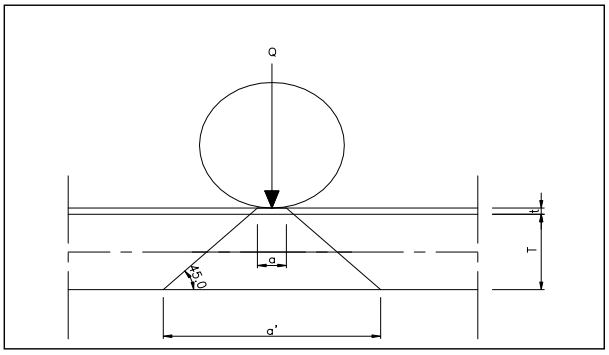


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 900.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.40 m



a' = 0.200 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.10 m

Qz' = 96.000 / (2.400 x 2.100) = 19.048 kN/m^2

15.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 41.762 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 19.048

= 60.810 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 60.810 kN/m^2 < Qa = 555.960 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

15.3 하중 산정 : 본선

15.3.1 고정하중

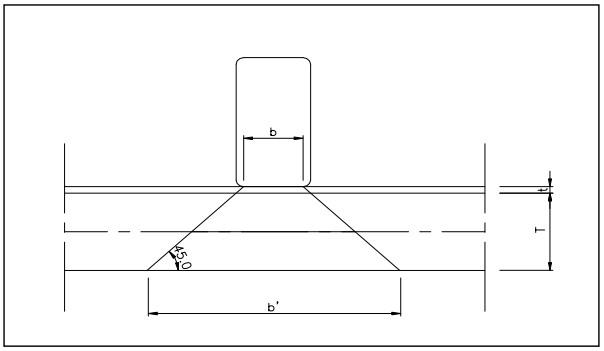
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 548.33 / 19.100 = 28.708 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

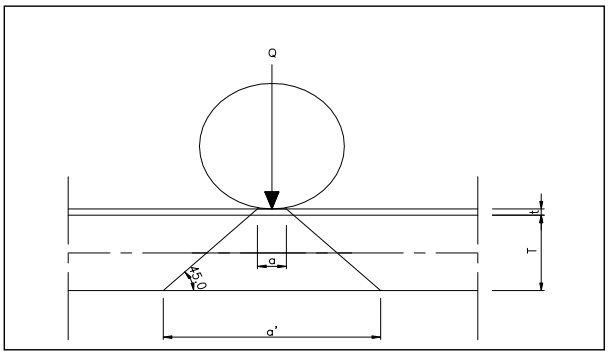


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 900.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.40 m



a' = 0.200 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.10 m

Qz' = 96.000 / (2.400 x 2.100) = 19.048 kN/m^2

15.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 28.708 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 19.048

= 47.756 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

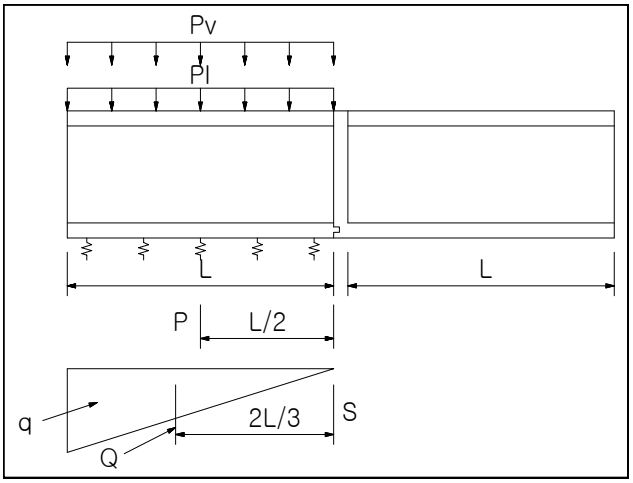
Qmax = 47.756 kN/m^2 < Qa = 575.540 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16. 신축이음부 검토

16-1. 램프

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

Pv = B × H × γt
= 9.513 x 0 x 19.0
= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 : 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

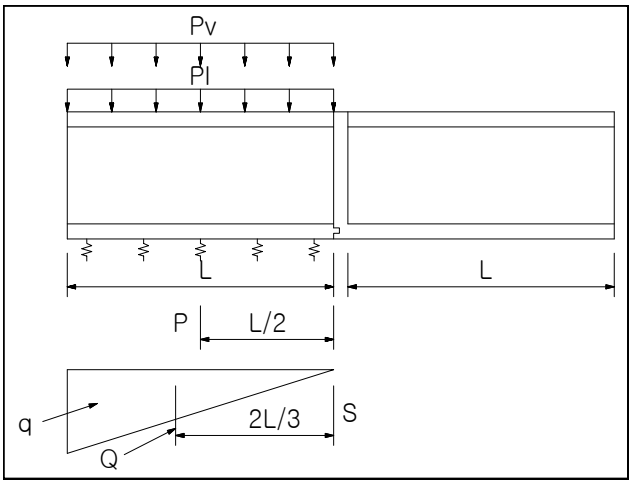
Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN
(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²
☞ 사용철근량 As = D32- 95 EA = 794.2 x 95 = 75,449 mm²

16-2. 본선

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



P = ∑Pl + ∑Pv Q = ∑q

P - S - Q = 0

P × L/2 - Q × 2/3 × L = 0

윗식에서

S = -1/4 × P

Pv = B × H × γt

= 19.1 x 0 x 19.0

= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 ÷ 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN

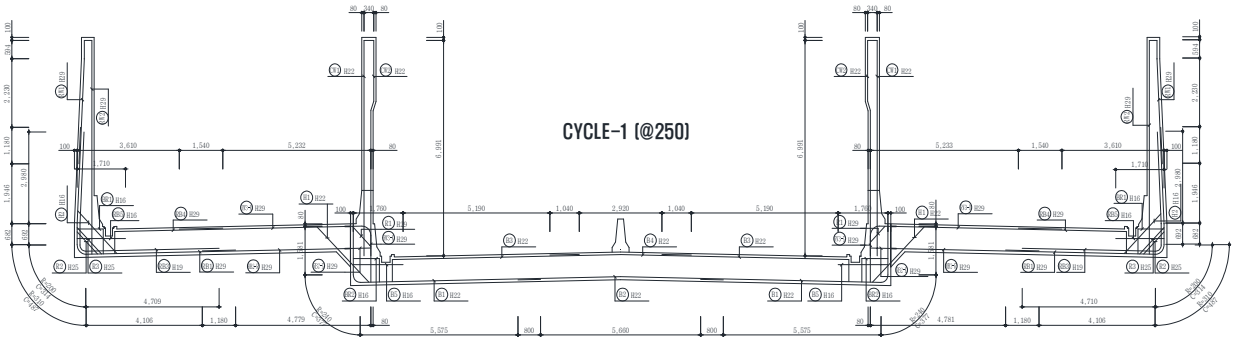
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN

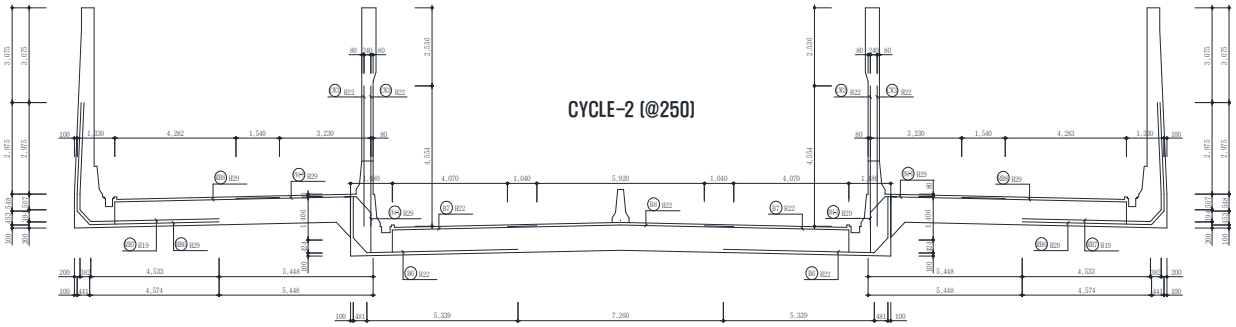
(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 146 EA = 794.2 x 146 = 115,953 mm²

17. 주철근조립도





국회대로 지하차도

STA.0+475.000 (켄틸레버 통로)

▣ 설계요약

1. 기초검토

구 분	지지층	Qmax(kN/㎡)	Qa(kN/㎡)	비 고
램프	퇴적층	60.81	555.96	O.K
본선	퇴적층	48.82	575.54	O.K

2. 부력검토

구 분	B(양압력), kN/m	R(저항력), kN/m	S.F	비 고
본 체	2168.625	1357.959	0.626	부력앵커 적용
	2168.6245	2557.95916	1.180	O.K

3. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	1219.24	727.06		816.28	1219.24	635.23	1779.74	1110.60	1.00	0.900 0.800	0.100	H29@250 + H29@250 H19@250 + H19@250	H16@150 - 2EA	1.46	311.75	125.00
	램프 중앙부	638.47	234.81		233.56	638.47	160.33	1354.55		1.00	0.900 0.820	0.080	H29@250 + H29@250		2.12	1379.12	125.00
	램프 접합부	727.49	83.46		115.26	727.49	266.59	1354.55		1.00	0.900 0.820	0.080	H29@250 + H29@250		1.86	2910.06	125.00
	본선 접합부	640.87	227.89		311.84	640.87	351.23	813.91		1.00	0.900 0.800	0.100	H22@250 + H22@250		1.27	574.46	125.00
	본선 중앙부 (+)	537.37	95.75		163.09	537.37	183.03	834.97		1.00	0.900 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		1.55	2075.51	125.00
	본선 중앙부 (-)	78.44	85.59		82.61	82.61	92.18	307.72		1.00	0.698 0.598	0.100	H22@250 + H@		3.72	580.28	250.00
	램프 측구	1081.62	601.49		670.12	1081.62	382.35	1269.36	818.93	1.00	0.698 0.598	0.100	H29@250 + H29@250 H19@250 + H19@250	H16@150 - 2EA	1.17	236.87	125.00
	본선 측구	530.88	160.23		234.59	530.88	394.25	665.45		1.00	0.759 0.659	0.100	H22@250 + H22@250		1.25	989.39	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
외측벽체	중앙부(-) Mmax	278.12	173.74	71.35	183.76	278.12	210.05	806.44		1.00	0.580 0.480	0.100	H29@250 + H29@250		2.90	785.48	125.00
	중앙부(-) Pmax	231.48	173.74	135.44	183.76	231.48	210.05	870.68		1.00	0.580 0.480	0.100	H29@250 + H29@250		3.76	785.48	125.00
	하단부 Mmax	1229.40	768.26	169.25	861.88	1229.40	410.74	1340.09	828.20	1.00	0.700 0.600	0.100	H29@250 + H29@250 H19@250 + H19@250	H16@150 - 2EA	1.09	140.44	125.00
	하단부 Pmax	1085.00	768.26	169.25	861.88	1085.00	410.74	1346.82	828.20	1.00	0.700 0.600	0.100	H29@250 + H29@250 H19@250 + H19@250	H16@150 - 2EA	1.24	140.44	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
연결부 벽체	중앙부(-) Mmax	10.00	8.33	98.56	10.00	10.00	0.35	518.07		1.00	0.500 0.420	0.080	H16@250 + H@		51.81	3196.35	250.00
	중앙부(-) Pmax	10.00	8.33	133.97	10.00	10.00	0.35	444.11		1.00	0.500 0.420	0.080	H16@250 + H@		44.41	3196.35	250.00
	하단부 Mmax	405.51	225.65	333.16	283.60	405.51	1337.99	1580.17	1940.86	1.00	0.800 0.720	0.080	H29@250 + H29@250	H25@150 - 2EA	3.90	940.10	125.00
	하단부 Pmax	405.51	225.65	398.70	283.60	405.51	1337.99	1680.97	1943.60	1.00	0.800 0.720	0.080	H29@250 + H29@250	H25@150 - 2EA	4.15	940.10	125.00

4. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

4.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1486.240	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	19@	125	=	2292.000				H	16@	300	=	662.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	29@	250	=	2569.600	743.120	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	19@	250	=	1146.000				H	16@	300	=	662.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1486.240	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	19@	125	=	2292.000				H	16@	300	=	662.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1600.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 지지력검토
16. 신축이음부 검토
17. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 0.000 m	GL -5.300m	퇴적층(모래)	28MPa	지반조사보고서 참고

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	$E_c = 8{,}500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 3.624 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

1.9 사용프로그램

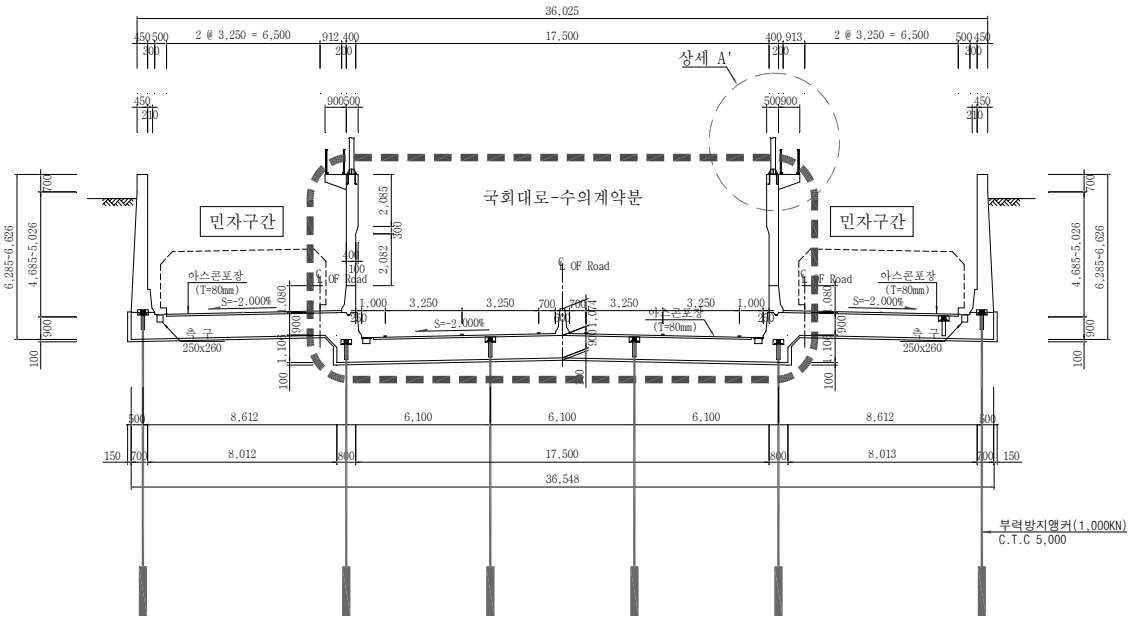
- MIDAS Civil 2009

1.10 참고문헌

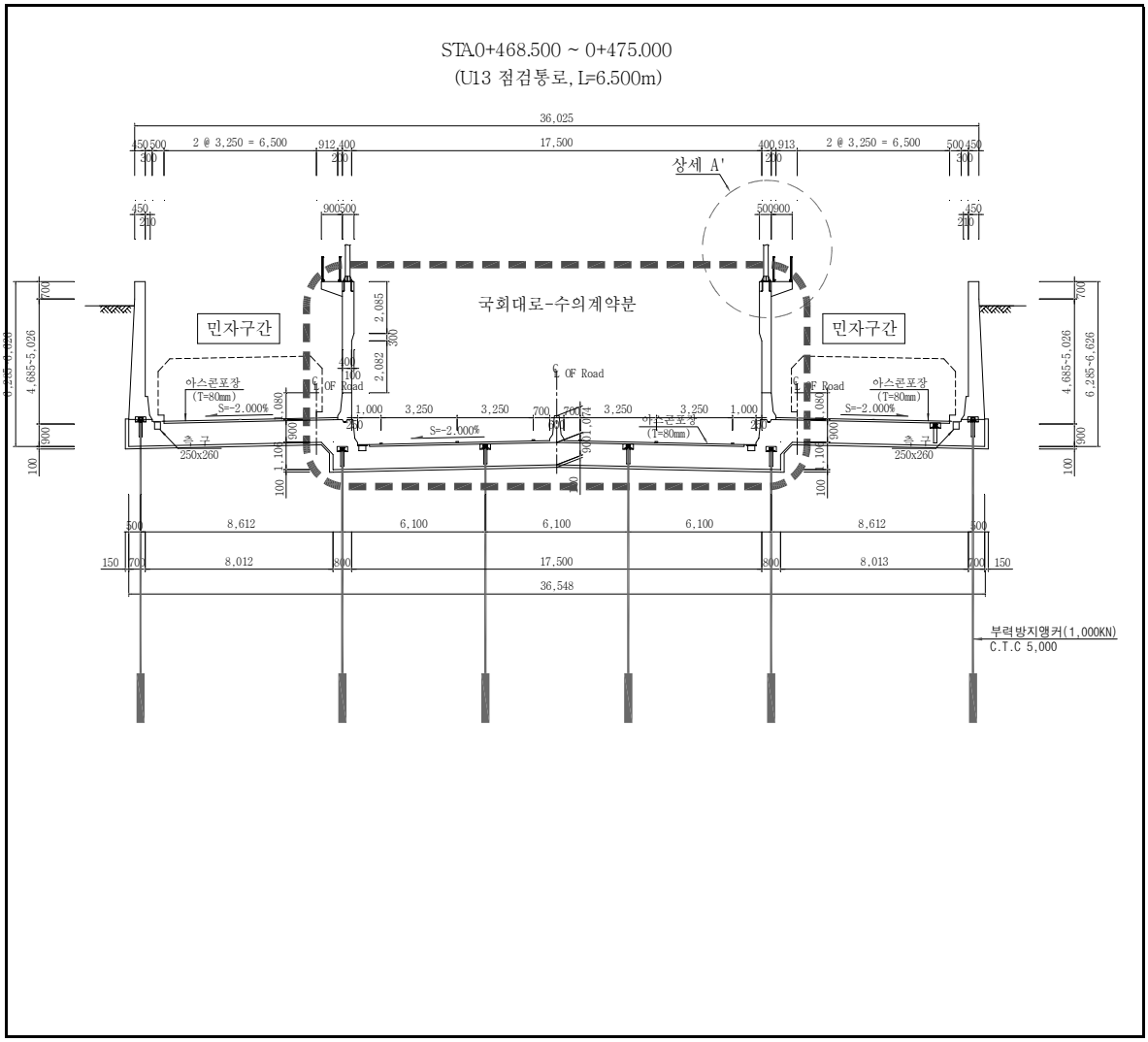
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정

STA.0+468.500 ~ 0+475.000
(U13 점검통로, L=6.500m)



3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	191.000	1,341.155	지하수위를 3.338m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -5.3m)	797.480	1,341.155	F.S = 1.682 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	2,168.625	2,557.959	F.S = 1.180 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토(상부슬래브 폐합전 단면 검토)

3.2.1 굴착고 : 7.451 m

3.2.2 부력 작용폭 : 36.524 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 19.100 m = 191.000 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 17.424 m = 174.240 Hw kN/m

= 365.240 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

3.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 1341.155 + 0.000 + 0.000 = 1341.155 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W1(구체자중) : 램프

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	9.513	×	2	EA	=	428.063	kN/m
2)	벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.450	×	6.250	×	2	EA	=	140.625	kN/m
3)	벽체 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.250	×	5.550	× 2	EA	=	34.688	kN/m
4)	헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.500	×	0.500	× 2	EA	=	6.250	kN/m
5)	벽체 방호벽 1-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2	EA	=	5.400	kN/m
6)	벽체 방호벽 1-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2	EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 1-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2	EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 1-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2	EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 1-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2	EA	=	0.930	kN/m
5)	벽체 방호벽 2-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	5.206	× 2	EA	=	104.120	kN/m
6)	벽체 방호벽 2-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2	EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 2-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2	EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 2-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2	EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 2-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2	EA	=	0.930	kN/m
10)	벽체 방호벽 2-6	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	3.210	×	0.210	× 4	EA	=	33.705	kN/m
11)	벽체 방호벽 2-7	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	4.470	×	0.100	× 2	EA	=	11.175	kN/m
							Σ						=	772.575	kN/m

(2) W1(구체자중) : 본선

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	19.100	×	1	EA	=	429.750	kN/m
2)	벽체	:	25.0	KN/m^3	×	0.800	×	0.032	×	2	EA	=	1.280	kN/m
3)	공동구 방호벽 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.050	×	1.080	× 2	EA	=	2.700	kN/m
4)	공동구 방호벽 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2	EA	=	1.500	kN/m
5)	공동구 방호벽 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2	EA	=	1.320	kN/m
6)	공동구 방호벽 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2	EA	=	0.525	kN/m
7)	공동구 방호벽 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2	EA	=	0.930	kN/m
8)	중앙분리대 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	× 2	EA	=	5.400	kN/m
9)	중앙분리대 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	× 2	EA	=	1.500	kN/m
10)	중앙분리대 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	× 2	EA	=	1.320	kN/m
11)	중앙분리대 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	× 2	EA	=	0.525	kN/m
12)	중앙분리대 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	× 2	EA	=	0.930	kN/m
13)	경관벽체(방호벽측)	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	4.106	× 2	EA	=	82.120	kN/m
14)	경관벽체(중분대)	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.200	×	3.706	× 1	EA	=	18.530	kN/m
15)	켄틸레버 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.300	×	0.900	× 2	EA	=	13.500	kN/m
16)	켄틸레버 2	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.300	×	0.450	× 2	EA	=	6.750	kN/m
							Σ						=	568.580	kN/m

(3) W_2 (상재하중) : 없음

(4) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{1341.155}{365.240\ Hw} \geq 1.1 \quad \Rightarrow H \leq 3.338\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 3.338m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (지하수위 : G.L-5.3m)

3.3.1 굴착고 : 7.451 m

3.3.2 부력 작용폭 : 36.524 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 2.151 × 19.100 = 410.841 KN/m

10.000 × 2.219 × 17.424 = 386.639 KN/m

= 797.480 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 1341.155 + 0.000 + 0.000 = 1341.155 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 1341.155 KN/m

② 헌치

(0.000 × 0.000)× 1/2 × 2 EA × 0.000 = 0.000 kN/m

TOTAL = 1341.155 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 0.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 0.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 0.000 ² + 10.0 × 0.000 ²

+ 2 × 19.0 × 0.000 × 0.000)× tan 20° = 0.000 kN/m

3.3.5 안정검토

$F_s = \frac{R}{U} = \frac{1341.155}{797.480} = 1.682 \geq 1.200$ ∴ O.K

3.4 완공후 부력검토 (극한수위 : G.L -1.0m)

(1) 구체자중 : 램프

1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	9.513	×	2	EA	=	428.063	kN/m
2)	벽체 1	:	25.0	KN/m^3	×	0.450	×	6.250	×	2	EA	=	140.625	kN/m
3)	벽체 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.250	×	5.550	×	2	EA	=	34.688	kN/m
4)	헌치	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.500	×	0.500	×	2	EA	=	6.250	kN/m
5)	벽체 방호벽 1-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	×	2	EA	=	5.400	kN/m
6)	벽체 방호벽 1-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	2	EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 1-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	2	EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 1-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	2	EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 1-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	2	EA	=	0.930	kN/m
5)	벽체 방호벽 2-1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	5.206	×	2	EA	=	104.120	kN/m
6)	벽체 방호벽 2-2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	2	EA	=	1.500	kN/m
7)	벽체 방호벽 2-3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	2	EA	=	1.320	kN/m
8)	벽체 방호벽 2-4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	2	EA	=	0.525	kN/m
9)	벽체 방호벽 2-5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	2	EA	=	0.930	kN/m
10)	벽체 방호벽 2-6	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	3.210	×	0.210	×	4	EA	=	33.705	kN/m
11)	벽체 방호벽 2-7	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	4.470	×	0.100	×	2	EA	=	11.175	kN/m
								Σ					=	727.695	kN/m

(2) 구체자중 : 본선

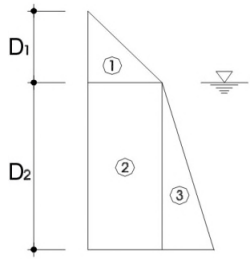
1)	하부슬래브-램프	:	25.0	KN/m^3	×	0.900	×	19.100	×	1	EA	=	429.750	kN/m
2)	벽체	:	25.0	KN/m^3	×	0.800	×	0.032	×	2	EA	=	1.280	kN/m
3)	공동구 방호벽 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.050	×	1.080	×	2	EA	=	2.700	kN/m
4)	공동구 방호벽 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	2	EA	=	1.500	kN/m
5)	공동구 방호벽 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	2	EA	=	1.320	kN/m
6)	공동구 방호벽 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	2	EA	=	0.525	kN/m
7)	공동구 방호벽 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	2	EA	=	0.930	kN/m
8)	중앙분리대 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	×	2	EA	=	5.400	kN/m
9)	중앙분리대 2	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	2	EA	=	1.500	kN/m
10)	중앙분리대 3	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	2	EA	=	1.320	kN/m
11)	중앙분리대 4	:	25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	2	EA	=	0.525	kN/m
12)	중앙분리대 5	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	2	EA	=	0.930	kN/m
13)	경관벽체(방호벽측)	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	4.106	×	2	EA	=	82.120	kN/m
14)	경관벽체(중분대)	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.200	×	3.706	×	1	EA	=	18.530	kN/m
15)	켄틸레버 1	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.300	×	0.900	×	2	EA	=	13.500	kN/m
16)	켄틸레버 2	:	25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.300	×	0.450	×	2	EA	=	6.750	kN/m
								Σ					=	568.580	kN/m

(2) 연직하중

1)	아스팔트	23.000	kN/m^3	×	33.524	m	×	0.080	m	=	61.684 kN/m
					Σ					=	61.684 kN/m

(3) 측면마찰력 $[2 \cdot C \cdot D] + [K_u \cdot \gamma \cdot D^2 \cdot \tan\delta]$ 여기서 C=0 이므로 [2·C·D] 항목은 제외

토압분포



1) $(K_o \cdot \gamma_t \cdot D_1) \times (1/2) \times D_1 \times \tan\delta \times 1EA$

(0.455 × 20.000 kN/m^3 × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

2) $(K_o \cdot \gamma_t \cdot D_1) \times D_2 \times \tan\delta \times 1EA$

(0.455 × 20.000 kN/m^3 × 0.000 m) × 0.000 m

× 0.000 × 2 EA = - kN/m

3) $(K_o \cdot \gamma_{sub} \cdot D_2) \times (1/2) \times D_2 \times \tan\delta \times 1EA$

(0.455 × 11.000 kN/m^3 × 0.000 m)

× 0.500 × 0.000 m × 0.000 × 2 EA = - kN/m

Σ = - kN/m

(4) 양압력

양압력	:	10.000	KN/m^3	×	5.450	m	×	17.425	m	=	949.663 kN/m
양압력	:	10.000	KN/m^3	×	6.382	m	×	19.100	m	=	1,218.962 kN/m
					Σ					=	2,168.625 kN/m

(5) 안전율

$$\text{안전율(S.F)} = \frac{(\ 1296.275 + 61.684 + 0.000\ )}{2168.625} = 0.626 < 1.05$$ **N.G**

∵ 부력앵커를 설치해야함

(6) 소요 부력 ANCHOR 작용력

Preq = 2168.625 × 1.05 − 1357.959 = 919.10 kN/m

(7) 사용 부력 ANCHOR 작용력

부반력 앵커 인장력 : 1000 kN

앵커 종방향 C.T.C : 5.00 m

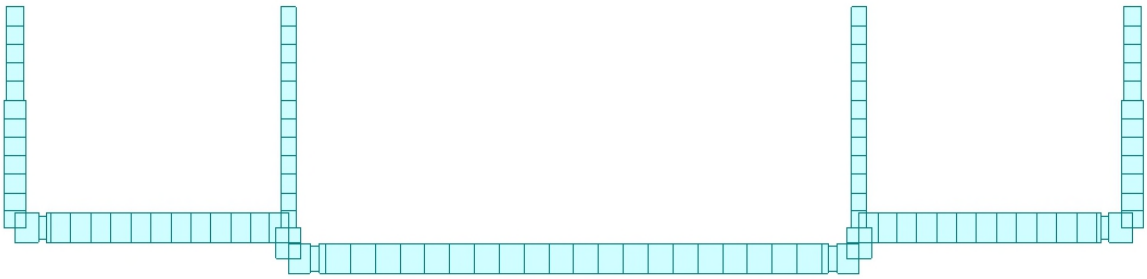
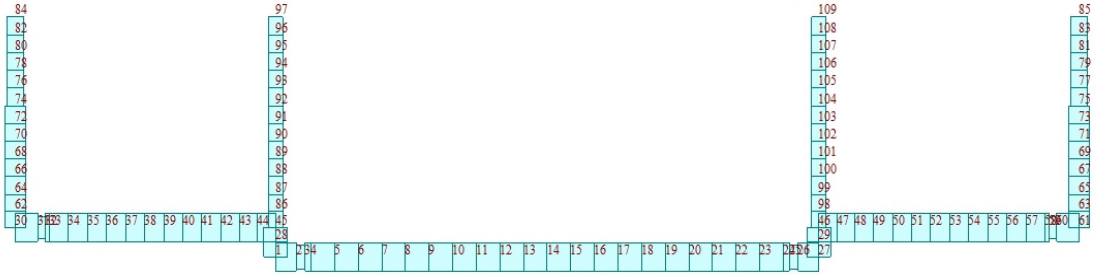
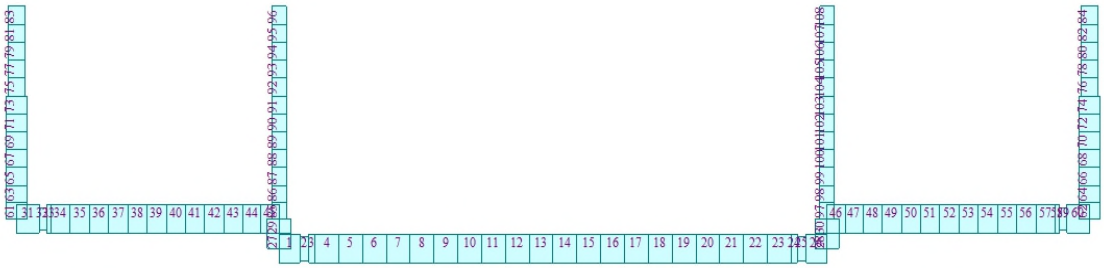
Puse = 1000.000 × 1.0 / 5.000 × 6 EA = 1200.00 kN/m > 919.10 kN/m

(8) 부력앵커 설치 후 안전율

$$\text{안전율(S.F)} = \frac{(\ 1296.275 + 61.684 + 1200.000\ )}{2168.625} = 1.180 \geq 1.05$$ **O.K**

4. 해석모델링

4.1 Modeling

모델링

절점번호

부재번호


4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	0.900	0.900	0.0607500	램프 하부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	0.700	0.700	0.0285833	외측 벽체
	2	1.000	0.800	0.800	0.0426667	접합부 벽체
	3	1.000	0.500	0.500	0.0104167	접합부 벽체

4.3 강역산정

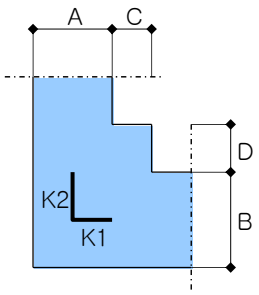
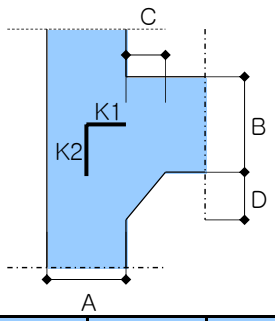
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

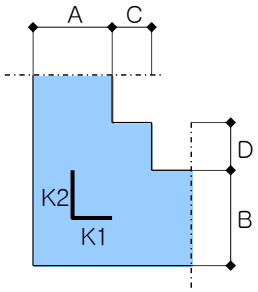
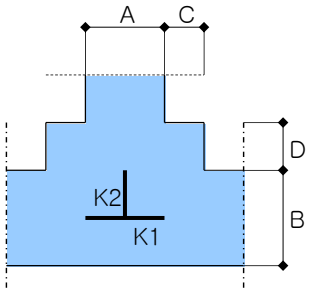
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

2) 강역설정

구분	단부			접합부		
하부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.700	m	A	0.800	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C	0.180	m	C	0.500	m
	D	0.330	m	D	0.500	m
	Θ1	61.390	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	28.610	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.305	m	K1	0.450	m
	K2	0.138	m	K2	0.550	m

구분	단부				
하부슬래브 본선					
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.800	m	A		m
	B	0.900	m	B		m
	C	0.130	m	C		m
	D	0.330	m	D		m
	Θ1	68.499	°	Θ1		°
	Θ2	21.501	°	Θ2		°
	K1	0.305	m	K1		m
	K2	0.580	m	K2		m

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎡)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서, 아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡ (지반조사보고서 참조, 보링공 내에서 측정한 변형계수 적용)

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(17.42 × 17.42) = 17.42 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (17.42 / 0.3) $^{-3/4}$ = 17,745 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.7000 + 0.7500) / 2 × 17,745	=	12,865	30 61
2	(0.7500 + 0.2500) / 2 × 17,745	=	8,873	31 60
3	(0.2500 + 0.1500) / 2 × 17,745	=	3,549	32 59
4	(0.1500 + 0.6412) / 2 × 17,745	=	7,020	33 58
5	(0.6412 + 0.6412) / 2 × 17,745	=	11,378	34 TO42 49 TO 57
6	(0.6412 + 0.6000) / 2 × 17,745	=	11,013	43 48
7	(0.6000 + 0.6000) / 2 × 17,745	=	10,647	44 47

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 $= (1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡ (지반조사보고서 참조, 보링공 내에서 측정한 변형계수 적용)

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(19.10 × 19.10) = 19.10 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (19.10 / 0.3) $^{-3/4}$ = 16,564 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.8000 + 0.7000) / 2 × 16,564	=	12,423	1 27
2	(0.7000 + 0.3000) / 2 × 16,564	=	8,282	2 26
3	(0.3000 + 0.2000) / 2 × 16,564	=	4,141	3 25
4	(0.2000 + 0.7950) / 2 × 16,564	=	8,241	4 24
5	(0.7950 + 0.7950) / 2 × 16,564	=	13,168	5 TO 23

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

· 방호벽(램프) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	1.080	×	1	EA	=	10.800	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	1	EA	=	0.750	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	1	EA	=	0.660	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	1	EA	=	0.263	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	1	EA	=	0.465	kN/m
											=	12.938	kN/m

· 중앙분리대(본선) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.100	×	1.080	×	2	EA	=	5.400	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.080	×	0.750	×	2	EA	=	1.500	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.080	×	0.330	×	2	EA	=	1.320	kN/m
25.0	KN/m^3	×	0.5	×	0.120	×	0.175	×	2	EA	=	0.525	kN/m
25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.120	×	0.155	×	2	EA	=	0.930	kN/m
											=	9.675	kN/m

· 경관벽체(방호벽측) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.400	×	4.106	×	1	EA	=	41.060	kN/m
											=	41.060	kN/m

· 경관벽체(중앙분리대) :

25.0	KN/m^3	×	1.0	×	0.200	×	3.706	×	1	EA	=	18.530	kN/m
											=	18.530	kN/m

· 캔틸레버 자중 :

25.0	KN/m^3	×	0.3	×	0.900	× (	0.450	+	0.250	)	=	4.725	kN·m
25.0	KN/m^3	×	0.3	×	0.450	× (	0.300	+	0.250	)	=	1.856	kN·m
											=	6.581	kN·m

· 난간 및 기타하중 :

0.5	KN/m	×	1.0	× (	0.450	+	0.250	×)	2	EA	=	0.700	kN·m
1.5	KN/m	×	1.0	× (	0.450	+	0.250	×)	1	EA	=	1.050	kN·m
											=	1.750	kN·m

6.2 활하중 ····· LC02~07

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 10.000 × 0.500 ∴ W_{L2} = **5.000** kN/m^2

6.3 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

- W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2
- W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [1.000 x 19.0] = **9.500** kN/m^2
- W_{h3} = 9.500 + 0.500 × [5.000 x 19.0] = **57.000** kN/m^2
- W_{h4} = 57.000 + 0.500 × [0.932 x 19.0] = **65.854** kN/m^2

6.4토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.000 + 0.500 × [0.000 x 19.0] = **0.000** kN/m^2

· W_{h2} = 0.000 + 0.500 × [1.000 x 19.0] = **9.500** kN/m^2

· W_{h3} = 9.500 + 0.500 × [5.000 x 10.0] = **34.500** kN/m^2

· W_{h4} = 34.500 + 0.500 × [0.932 x 10.0] = **39.160** kN/m^2

6.5 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 램프, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W1}) : 양수압

· W_{W1} = (5.00 + 0.000 + 0.00) × 10.0 = **50.000** kN/m^2

② 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{W2} = (5.00 + 0.932 + 0.00) × 10.0 = **59.320** kN/m^2

6.6 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

· W_{w2} = 0.000 + (0.000) x 10.0 = **0.000** kN/m^2

· W_{w3} = 0.000 + (1.000) x 10.0 = **10.000** kN/m^2

· W_{w4} = 10.000 + (5.000) x 10.0 = **60.000** kN/m^2

· W_{w5} = 60.000 + (0.932) x 10.0 = **69.320** kN/m^2

6.7 앵커하중 ····· LC21

단위 M당 작용하중 = 앵커력 / 앵커의 종방향 C.T.C

부반력 앵커 인장력 : 1000 kN

P = 1000.0 / 5.00 = **200.000** kN/m

6.8 풍하중 ····· LC22

방음벽 높이 = 4.0 m

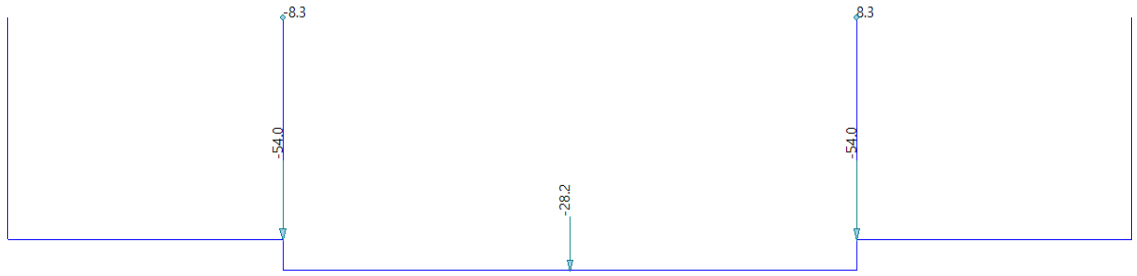
Fw = 4.0 x 0.70 = **2.800** kN/m

Mw = 2.8 x 4.00 / 2 = **5.600** kN*m/m

Vw = 1.561 = **1.561** kN/m

7. 하중재하도

LC1. 고정하중(자중)



프로그램내에서 자동 계산

방호벽, 중분대 및 경관벽체는 집중하중으로 재하

LC5. 활하중(수평하중 만재하시)

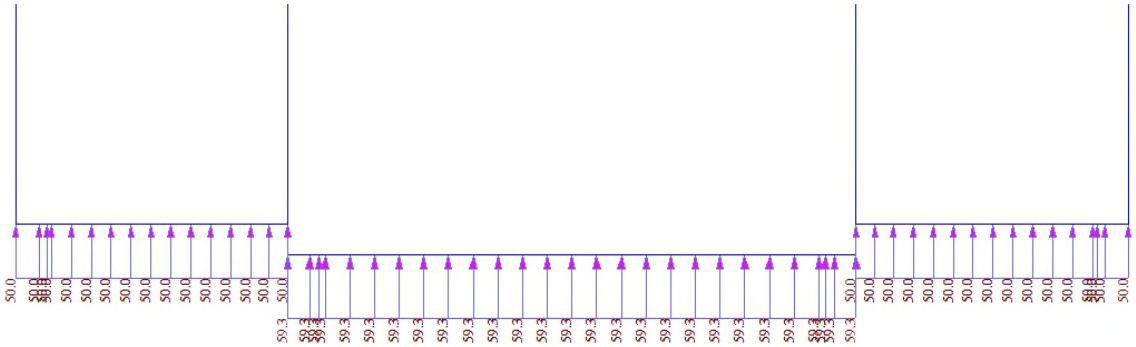
LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)

LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)

LC10. 토압(수평하중 지하수無)

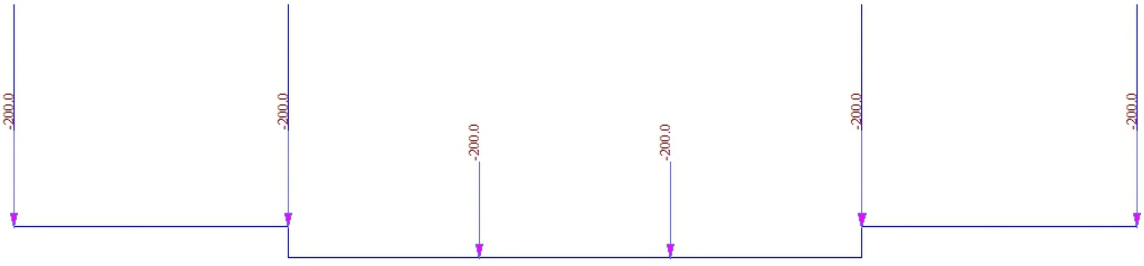
LC11. 토압(수평하중 지하수有)

LC12. 수압(연직하중)



LC13. 수압(수평하중)

LC21. 앵커하중



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.05 − 0.025h ≥ 0.875

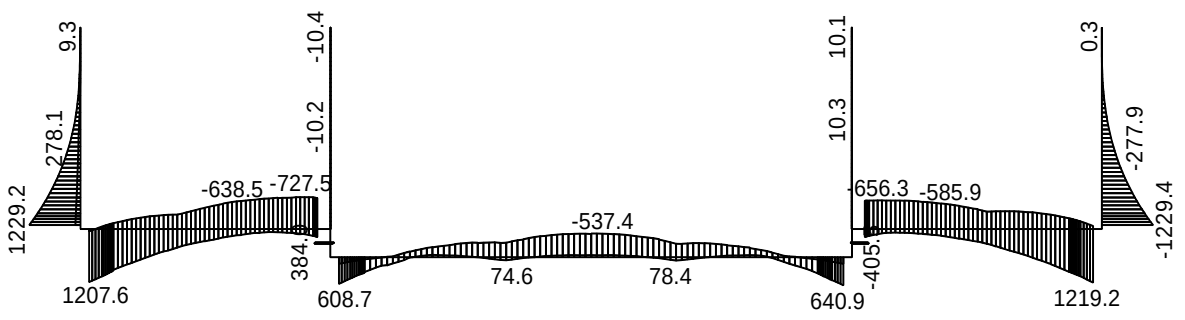
적용토피 = 0.000 m α_H = 1.05 − 0.025 × 0.00

= 1.05 ≥ 0.875 ∴ α_H = 1

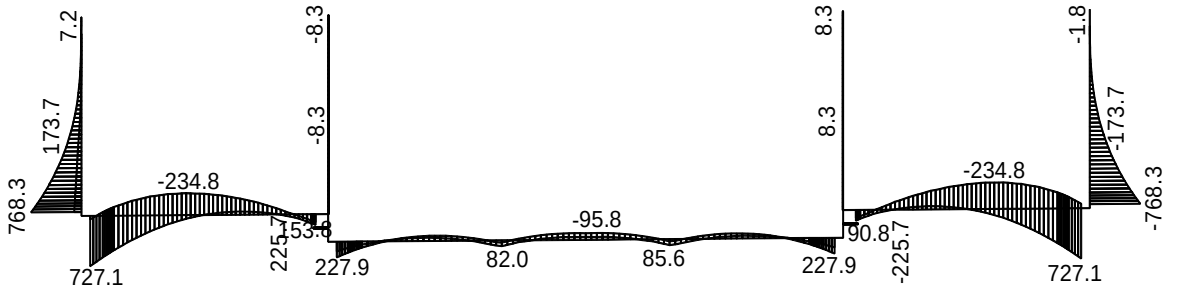
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축	앵커하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC21	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.60		1.60				1.20	1.00	
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.60		1.60				1.20	1.00	
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.60		1.60				1.20	1.00	
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00	
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00	
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	1.00	
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.60		0.80				1.20	1.00	
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.60		0.80				1.20	1.00	
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.60		0.80				1.20	1.00	
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00	
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00	
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	1.00	
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60					1.00	
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		1.00	
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60					1.00	
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		1.00	
	UCOMB17	1.20					1.00									1.00	
	UCOMB18	0.90							0.90		1.60					1.00	
	UCOMB19	0.90								0.90		1.60	0.90	1.60		1.00	
	UCOMB20	0.90							0.90		0.80					1.00	
	UCOMB21	0.90								0.90		0.80	0.90	0.80		1.00	
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00					1.00	
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00					1.00	
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	
	WCOMB17	1.00					1.00									1.00	
	WCOMB18	1.00							1.00		1.00					1.00	
	WCOMB19	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	
	WCOMB20	1.00							1.00		1.00					1.00	
	WCOMB21	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		1.00	

9. 단면력도

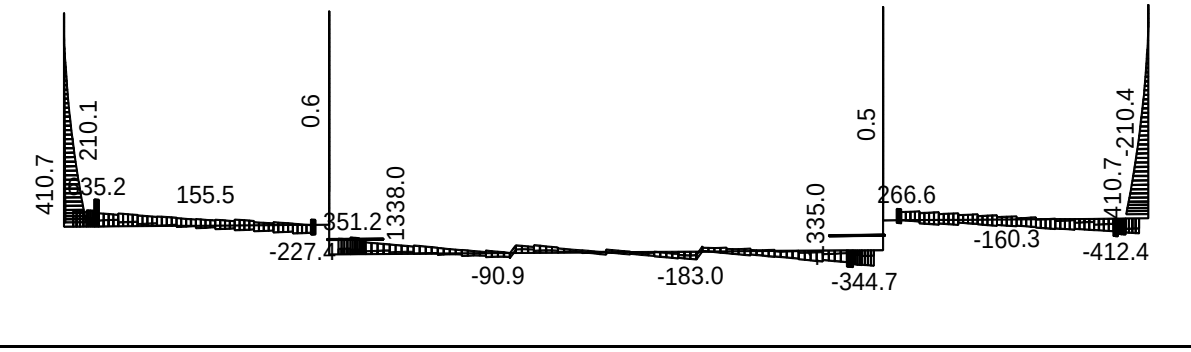
계수하중 – 모멘트도(B.M.D)



사용하중 – 모멘트도(B.M.D)



계수하중 – 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	1219.240	-	635.230	727.060	816.280	-	290.220	1219.240	-	635.230	727.060	상시	상시
	램프중앙부	638.470	-	160.330	234.810	233.560	-	66.850	638.470	-	160.330	234.810	상시	상시
	램프접합부	727.490	-	266.590	83.460	115.260	-	220.490	727.490	-	266.590	83.460	상시	상시
	본선접합부	640.870	-	351.230	227.890	311.840	-	162.320	640.870	-	351.230	227.890	상시	상시
	본선중앙부(+)	537.370	-	183.030	95.750	163.090	-	116.870	537.370	-	183.030	95.750	상시	상시
	본선중앙부(-)	78.440	-	90.900	85.590	82.610	-	92.180	82.610	-	92.180	85.590	지진시	지진시
	램프측구	1081.620	-	382.350	601.490	670.120	-	306.150	1081.620	-	382.350	601.490	상시	상시
	본선측구	530.880	-	394.250	160.230	234.590	-	180.020	530.880	-	394.250	160.230	상시	상시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	중앙부(-)	Mmax	278.120	71.350	210.050	173.740	183.760	88.140	150.520	278.120	71.350	210.050	173.740	상시	상시
		Pmax	231.480	135.440	210.050	173.740	183.760	88.140	150.520	231.480	135.440	210.050	173.740	상시	상시
	하단부	Mmax	1229.400	169.250	410.740	768.260	861.880	158.420	306.220	1229.400	169.250	410.740	768.260	상시	상시
		Pmax	1085.000	169.250	410.740	768.260	861.880	158.420	306.220	1085.000	169.250	410.740	768.260	상시	상시

※ 벽체 : 연결부

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
연결부 벽체	중앙부(+)	Mmax	10.000	98.560	0.350	8.330	10.000	51.940	0.000	10.000	98.560	0.350	8.330	상시	상시
		Pmax	10.000	133.970	0.350	8.330	10.000	58.180	0.000	10.000	133.970	0.350	8.330	상시	상시
	하단부	Mmax	405.510	333.160	1337.990	225.650	283.600	230.040	204.070	405.510	333.160	1337.990	225.650	상시	상시
		Pmax	405.510	398.700	1337.990	225.650	283.600	230.040	204.070	405.510	398.700	1337.990	225.650	상시	상시

11. 단면 설계 정리

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	1219.24	727.06		816.28	1219.24	635.23	1779.74	1110.60	1.00	0.900 0.800	0.100	H29@250 + H29@250 H19@250 + H19@250	H16@150 - 2EA	1.46	311.75	125.00
	램프 중앙부	638.47	234.81		233.56	638.47	160.33	1354.55		1.00	0.900 0.820	0.080	H29@250 + H29@250		2.12	1379.12	125.00
	램프 접합부	727.49	83.46		115.26	727.49	266.59	1354.55		1.00	0.900 0.820	0.080	H29@250 + H29@250		1.86	2910.06	125.00
	본선 접합부	640.87	227.89		311.84	640.87	351.23	813.91		1.00	0.900 0.800	0.100	H22@250 + H22@250		1.27	574.46	125.00
	본선 중앙부 (+)	537.37	95.75		163.09	537.37	183.03	834.97		1.00	0.900 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		1.55	2075.51	125.00
	본선 중앙부 (-)	78.44	85.59		82.61	82.61	92.18	307.72		1.00	0.698 0.598	0.100	H22@250 + H@		3.72	580.28	250.00
	램프 측구	1081.62	601.49		670.12	1081.62	382.35	1269.36	818.93	1.00	0.698 0.598	0.100	H29@250 + H29@250 H19@250 + H19@250	H16@150 - 2EA	1.17	236.87	125.00
	본선 측구	530.88	160.23		234.59	530.88	394.25	665.45		1.00	0.759 0.659	0.100	H22@250 + H22@250		1.25	989.39	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
외측벽체	중앙부(-) Mmax	278.12	173.74	71.35	183.76	278.12	210.05	806.44		1.00	0.580 0.480	0.100	H29@250 + H29@250		2.90	785.48	125.00
	중앙부(-) Pmax	231.48	173.74	135.44	183.76	231.48	210.05	870.68		1.00	0.580 0.480	0.100	H29@250 + H29@250		3.76	785.48	125.00
	하단부 Mmax	1229.40	768.26	169.25	861.88	1229.40	410.74	1340.09	828.20	1.00	0.700 0.600	0.100	H29@250 + H29@250 H19@250 + H19@250	H16@150 - 2EA	1.09	140.44	125.00
	하단부 Pmax	1085.00	768.26	169.25	861.88	1085.00	410.74	1346.82	828.20	1.00	0.700 0.600	0.100	H29@250 + H29@250 H19@250 + H19@250	H16@150 - 2EA	1.24	140.44	125.00

※ 벽체 : 연결부

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
연결부 벽체	상용부 (+) Mmax	10.00	8.33	98.56	10.00	10.00	0.35	518.07		1.00	0.500 0.420	0.080	H16@250 + H@		**51.81**	3196.35	250.00
	상용부 (+) Pmax	10.00	8.33	133.97	10.00	10.00	0.35	444.11		1.00	0.500 0.420	0.080	H16@250 + H@		**44.41**	3196.35	250.00
	하단부 Mmax	405.51	225.65	333.16	283.60	405.51	1337.99	1580.17	1940.86	1.00	0.800 0.720	0.080	H29@250 + H29@250	H25@150 - 2EA	**3.90**	940.10	125.00
	하단부 Pmax	405.51	225.65	398.70	283.60	405.51	1337.99	1680.97	1943.60	1.00	0.800 0.720	0.080	H29@250 + H29@250	H25@150 - 2EA	**4.15**	940.10	125.00

12. 단면설계

12.1 하부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	769.157	769.157
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1219.240	635.230	727.060	130.843	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 86.076 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 261513.403 As - 1219240000 = 0

∴ Required As = 4938.582 ㎟ [p = 0.00642]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 16902.227 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2692.050 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2497.911 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2692.050 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6584.776 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	7431.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 101.265 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (769.157 - 101.265) / 101.265

= 0.0198

· ε_t = 0.0198 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1779.735 kN.m > Mu = 1219.240 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 499.582 kN < Vu = 635.230 kN

· 1/2·Øv·Vc = 249.791 kN < Vu = 635.230 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 384.6 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 88.180 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 88.180 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 499.582 kN + 611.018 kN

= 1110.600 kN > Vu = 635.230 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00966

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.306

· j = 1 - k / 3 = 0.898

· x = k·d = 235.604 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.937 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 141.668 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 149.857 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 311.751 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 420.401 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 311.751 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
638.470	160.330	234.810	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 40.936 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 638470000 = 0

∴ Required As = 2348.690 ㎟ [p = 0.00286]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3131.586 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 48.160 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 48.160) / 48.160

= 0.0481

· ε_t = 0.0481 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1354.553 kN.m > Mu = 638.470 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 160.330 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 160.330 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00627

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.256

· j = 1 - k / 3 = 0.915

· x = k·d = 209.570 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.987 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 60.908 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 60.908 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1560.151 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1379.121 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1379.121 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
727.490	266.590	83.460	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 46.815 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 727490000 = 0

∴ Required As = 2686.037 ㎟ [p = 0.00328]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3581.383 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 55.077 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 55.077) / 55.077

= 0.0417

· ε_t = 0.0417 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1354.553 kN.m > Mu = 727.490 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 266.590 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN < Vu = 266.590 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00627

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.256

· j = 1 - k / 3 = 0.915

· x = k·d = 209.570 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 1.062 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 21.649 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 21.649 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 3473.825 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 2910.060 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 2910.060 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	800.000	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
640.870	351.230	227.890	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 42.177 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 272000.000 As - 640870000 = 0

∴ Required As = 2419.931 ㎟ [p = 0.00302]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 17580.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2598.076 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3226.575 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 49.621 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - 49.621) / 49.621

= 0.0454

· ε_t = 0.0454 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 813.914 kN.m > Mu = 640.870 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 351.230 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 351.230 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00387

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.207

· j = 1 - k / 3 = 0.931

· x = k·d = 165.817 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.691 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 98.813 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 98.813 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 574.459 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 637.567 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 574.459 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부(+)

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
537.370	183.030	95.750	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 34.312 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 537370000 = 0

∴ Required As = 1968.626 ㎟ [p = 0.0024]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2624.835 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 40.367 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 40.367) / 40.367

= 0.0579

· ε_t = 0.0579 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 834.973 kN.m > Mu = 537.370 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 183.030 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 183.030 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 168.115 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 1.491 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 40.472 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 40.472 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 2421.890 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 2075.512 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 2075.512 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 본선중앙부(-)

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	698.000	598.000	598.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
82.610	92.180	85.590	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 7.124 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 203320.000 As - 82610000 = 0

∴ Required As = 408.740 ㎟ [p = 0.00068]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 13141.050 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2093.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1942.062 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2093.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 544.987 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	1548.400	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 8.381 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (598.000 - 8.381) / 8.381

= 0.2111

· ε_t = 0.2111 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 307.717 kN.m > Mu = 82.610 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 388.412 kN > Vu = 92.180 kN

· 1/2·Øv·Vc = 194.206 kN > Vu = 92.180 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00259

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.173

· j = 1 - k / 3 = 0.942

· x = k·d = 103.532 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.934 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 98.097 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 98.097 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 580.280 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 642.224 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 580.280 mn > 250.000 mm ∴ **O.K**

12.1.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	698.000	567.157	567.157
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1081.620	382.350	601.490	130.843	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 108.055 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 192833.403 As - 1081620000 = 0

∴ Required As = 6199.675 ㎟ [p = 0.01093]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 12463.277 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1985.050 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1841.897 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1985.050 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 8266.233 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	7431.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 127.124 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (567.157 - 127.124) / 127.124

= 0.0104

· ε_t = 0.0104 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1269.361 kN.m > Mu = 1081.620 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 368.379 kN < Vu = 382.350 kN

· 1/2·Øv·Vc = 184.190 kN < Vu = 382.350 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 283.6 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 12.317 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 12.317 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 368.379 kN + 450.550 kN

= 818.929 kN > Vu = 382.350 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01310

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.346

· j = 1 - k / 3 = 0.885

· x = k·d = 196.399 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 12.209 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 161.337 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 174.758 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 236.873 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 360.498 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 236.873 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	759.000	659.000	659.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
530.880	394.250	160.230	100.000	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 42.678 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 224060.000 As - 530880000 = 0

∴ Required As = 2448.655 ㎟ [p = 0.00372]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 14481.525 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2306.500 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2140.165 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2306.500 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3264.873 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As =			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 50.210 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (659.000 - 50.210) / 50.210

= 0.0364

· ε_t = 0.0364 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 665.454 kN.m > Mu = 530.880 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 456.569 kN > Vu = 394.250 kN

· 1/2·Øv·Vc = 228.285 kN < Vu = 394.250 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00470

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.226

· j = 1 - k / 3 = 0.925

· x = k·d = 148.737 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.535 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 84.901 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 84.901 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1014.234 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 989.387 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 989.387 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 램프-벽체 단면검토

12.2.1 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	278.120	210.050	71.350	173.740
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	580.000	480.000	100.000	80.000	480.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3897.968	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0133] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 288.000 mm

· a = β1·c = 244.800 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13311000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 279.342 mm

· d" = X - H + d = 179.342 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5618.160 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4531.348 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1583.940 kN.m

· eb = Mb / Pb = 349.552 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 87.673 mm로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 103.145 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 134.634 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 243.395 kN

∴ a = 87.673 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2012.095 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 286.983 kN

· Ts = fs·As = 2055.680 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 992.396 kN.m

· e' = e + X - dc = 4077.310 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000004 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (480.000 - 103.145) / 103.145

= 0.01096

· ε_t = 0.0110 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 206.886 kN > Pu = 71.350 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 806.435 kN.m > Mu = 278.120 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 314.509 kN > Vu = 210.050 kN

· 1/2·Øv·Vc = 157.255 kN < Vu = 210.050 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01071

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.319

· j = 1 - k / 3 = 0.894

· x = k·d = 153.120 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.290 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 78.811 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 78.811 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 785.476 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 799.381 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 785.476 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	231.480	210.050	135.440	173.740
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	580.000	480.000	100.000	80.000	480.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1709.096	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0133] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 288.000 mm

· a = β1·c = 244.800 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 13311000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 279.342 mm

· d" = X - H + d = 179.342 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5618.160 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4531.348 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1583.940 kN.m

· eb = Mb / Pb = 349.552 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 97.791 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 115.048 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 182.785 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 599.339 kN

∴ a = 97.791 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2244.303 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 410.712 kN

· Ts = fs·As = 2055.680 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1131.814 kN.m

· e' = e + X - dc = 1888.438 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000001 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (480.000 - 115.048) / 115.048

= 0.00952

· ε_t = 0.0095 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 509.438 kN > Pu = 135.440 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 870.679 kN.m > Mu = 231.480 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 316.969 kN > Vu = 210.050 kN

· 1/2·Øv·Vc = 158.485 kN < Vu = 210.050 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01071

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.319

· j = 1 - k / 3 = 0.894

· x = k·d = 153.120 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.290 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 78.811 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 78.811 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 785.476 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 799.381 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 785.476 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1229.400	410.740	169.250	768.260
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	700.000	569.157	130.843	80.000	569.157
e (mm)	β1	Øf	Øv		
7263.811	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	7431.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0143] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 341.494 mm

· a = β1·c = 290.270 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 16065000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 331.365 mm

· d" = X - H + d = 200.522 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6661.697 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2972.480 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4658.085 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2364.587 kN.m

· eb = Mb / Pb = 507.631 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 114.325 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 134.500 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 243.124 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 217.045 kN

∴ a = 114.325 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2623.759 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 565.759 kN

· Ts = fs·As = 2972.480 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1620.095 kN.m

· e' = e + X - dc = 7464.333 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000005 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (569.157 - 134.500) / 134.500

= 0.00969

· ε_t = 0.0097 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 184.488 kN > Pu = 169.250 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 1340.086 kN.m > Mu = 1229.400 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 376.063 kN < Vu = 410.740 kN

· 1/2·Øv·Vc = 188.032 kN < Vu = 410.740 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 284.6 mm ∴ **O.K**

= 828.201 kN > Vu = 410.740 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01306

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.346

· j = 1 - k / 3 = 0.885

· x = k·d = 196.928 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 15.496 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 205.323 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 222.336 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 140.444 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 283.355 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 140.444 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1085.000	410.740	169.250	768.260
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	700.000	569.157	130.843	80.000	569.157
e (mm)	β1	Øf	Øv		
6410.635	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	7431.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0143] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 341.494 mm

· a = β1·c = 290.270 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 16065000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 331.365 mm

· d" = X - H + d = 200.522 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6661.697 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2972.480 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4658.085 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2364.587 kN.m

· eb = Mb / Pb = 507.631 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 115.300 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 135.647 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 246.141 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 247.166 kN

∴ a = 115.300 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2646.135 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 573.512 kN

· Ts = fs·As = 2972.480 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1634.054 kN.m

· e' = e + X - dc = 6611.157 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000003 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (569.157 - 135.647) / 135.647

= 0.00959

· ε_t = 0.0096 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 210.091 kN > Pu = 169.250 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 1346.817 kN.m > Mu = 1085.000 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 376.063 kN < Vu = 410.740 kN

· 1/2·Øv·Vc = 188.032 kN < Vu = 410.740 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 284.6 mm ∴ **O.K**

= 828.201 kN > Vu = 410.740 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01306

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.346

· j = 1 - k / 3 = 0.885

· x = k·d = 196.928 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 15.496 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 205.323 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 222.336 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 140.444 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 283.355 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 140.444 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 연결부 벽체 중앙부(+) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	10.000	0.350	98.560	8.330
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
101.461	0.850	0.70	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	794.400	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0032] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 249.475 mm

· d" = X - H + d = 169.475 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 317.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4897.659 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 804.001 kN.m

· eb = Mb / Pb = 164.160 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 308.085 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 362.453 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 95.263 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 400.000 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 7294.398 kN

∴ a = 308.085 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 7070.551 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fs·As = 75.677 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1976.315 kN.m

· e' = e + X - dc = 270.936 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - 362.453) / 362.453

= 0.00048

· ε_t = 0.0005 ≤ 0.002 이므로 압축지배단면 ⇒ Øf = 0.70 적용

∴ Ø Pn = 5106.079 kN > Pu = 98.560 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 518.068 kN.m > Mu = 10.000 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 276.639 kN > Vu = 0.350 kN

· 1/2·Øv·Vc = 138.320 kN > Vu = 0.350 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00189

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.150

· j = 1 - k / 3 = 0.950

· x = k·d = 63.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.663 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 26.280 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 26.280 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 3815.434 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 3196.347 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 3196.347 mn > 250.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 연결부 벽체 중앙부(+) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	10.000	0.350	133.970	8.330
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
74.644	0.850	0.70	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	794.400	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0032] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 249.475 mm

· d" = X - H + d = 169.475 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 317.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4897.659 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 804.001 kN.m

· eb = Mb / Pb = 164.160 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 357.284 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 420.334 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = -0.477 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 400.000 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 8499.562 kN

∴ a = 357.283 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8199.645 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fs·As = -0.379 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 2074.903 kN.m

· e' = e + X - dc = 244.119 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - 420.334) / 420.334

= 0.00000

· ε_t = 0.0000 ≤ 0.002 이므로 압축지배단면 ⇒ Øf = 0.70 적용

∴ Ø Pn = 5949.693 kN > Pu = 133.970 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 444.106 kN.m > Mu = 10.000 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 278.019 kN > Vu = 0.350 kN

· 1/2·Øv·Vc = 139.010 kN > Vu = 0.350 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00189

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.150

· j = 1 - k / 3 = 0.950

· x = k·d = 63.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.663 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 26.280 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 26.280 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 3815.434 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 3196.347 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 3196.347 mn > 250.000 mm ∴ **O.K**

12.2.9 연결부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	405.510	1337.990	333.160	225.650
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	720.000	80.000	100.000	720.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1217.163	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0096] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 432.000 mm

· a = β1·c = 367.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 383.703 mm

· d" = X - H + d = 303.703 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8427.240 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7340.428 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2891.760 kN.m

· eb = Mb / Pb = 393.950 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 134.096 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 157.761 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 219.677 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 1527.339 kN

∴ a = 134.096 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 3077.503 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 505.510 kN

· Ts = fs·As = 2055.680 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 2322.878 kN.m

· e' = e + X - dc = 1520.866 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (720.000 - 157.761) / 157.761

= 0.01069

· ε_t = 0.0107 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 1298.238 kN > Pu = 333.160 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 1580.167 kN.m > Mu = 405.510 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 481.565 kN < Vu = 1337.990 kN

· 1/2·Øv·Vc = 240.783 kN < Vu = 1337.990 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 360 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 594.740 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 594.740 ㎟

· USE Av = H 25 × 2 EA/M = 1013.400 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 481.565 kN + 1459.296 kN

= 1940.861 kN > Vu = 1337.990 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00714

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.270

· j = 1 - k / 3 = 0.910

· x = k·d = 194.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.543 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 67.014 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 67.014 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1011.378 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 940.102 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 940.102 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.10 연결부 벽체 하단부 Pmax

3 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	405.510	1337.990	398.700	225.650
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	800.000	720.000	80.000	100.000	720.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1017.081	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0096] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 432.000 mm

· a = β1·c = 367.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 18360000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 383.703 mm

· d" = X - H + d = 303.703 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8427.240 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7340.428 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2891.760 kN.m

· eb = Mb / Pb = 393.950 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 148.213 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 174.368 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 255.900 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 1944.394 kN

∴ a = 148.213 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 3401.488 kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 598.588 kN
· Ts = fs·As = 2055.680 kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 2568.124 kN.m
· e' = e + X - dc = 1320.784 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (720.000 - 174.368) / 174.368
= 0.00939
· ε_t = 0.0094 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용
∴ Ø Pn = 1652.735 kN > Pu = 398.700 kN ∴ **O.K**
∴ Ø Mn = 1680.965 kN.m > Mu = 405.510 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 484.301 kN < Vu = 1337.990 kN
· 1/2·Øv·Vc = 242.151 kN < Vu = 1337.990 kN
∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**
· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 360 mm ∴ **O.K**
· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]
· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 592.840 ㎟ [소요 전단철근]
· Required Av = 592.840 ㎟
· USE Av = H 25 × 2 EA/M = 1013.400 ㎟ ∴ **O.K**
∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 484.301 kN + 1459.296 kN
= 1943.597 kN > Vu = 1337.990 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00714
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.270
· j = 1 - k / 3 = 0.910
· x = k·d = 194.400 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.543 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 67.014 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 67.014 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1011.378 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 940.102 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 940.102 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

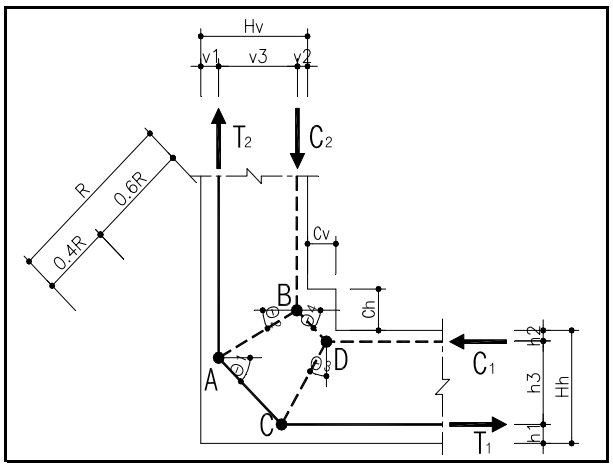
13. 우각부 보강검토

13.1 하부슬래브(램프-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	700.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	520.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1229.400 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1140.18 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

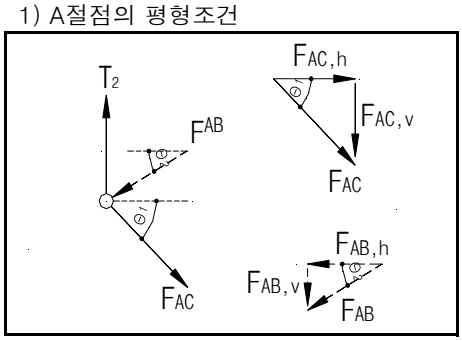
Θ_2 = 30.18°

Θ_3 = 8.09°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

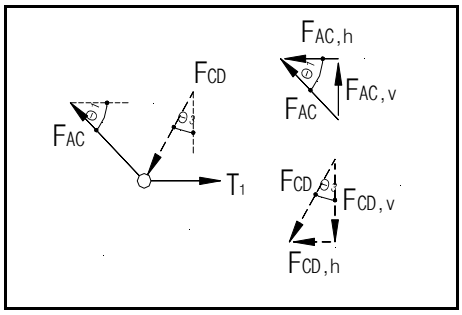
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{1{,}229.400}{0.720} =$ 1,707.500 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{1{,}229.400}{0.520} =$ 2,364.231 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 2,114.226 kN

식 ⑥ 으로부터

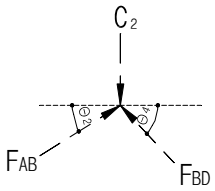
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 2,114.226 kN

따라서 $F_{AC} =$ **2,114.226** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}729.325 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 2{,}114.226 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}510.013 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**2,114.226**	타이
AB	**-1,729.325**	스트럿
BD	**-2,114.226**	스트럿
CD	**-1,510.013**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 2,114.226 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{2{,}114{,}225.743}{0.85 \times 400} = 6{,}218.31 \quad mm^2$$

사용철근량

2단 주철근 As	= H	29	@	250	= 2,569.60	mm^2	(2 cycle)
	= H	19	@	250	= 1,146.00	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	= 2,026.80	mm^2	(1 단)
	= H	25	@	250	= 2,026.80	mm^2	(2 단)
				합계	= **7,769.20**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 7,769.20 mm^2 > 6,218.31 mm^2 ……O.K

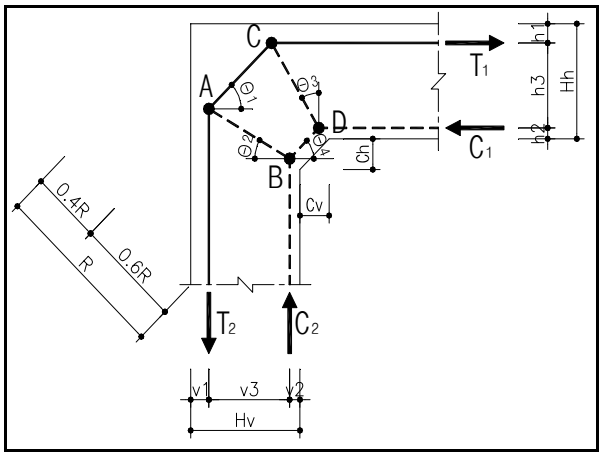
13. 우각부 보강검토

13.2 하부슬래브 (램프 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	800.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	620.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	727.490 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1555.63 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

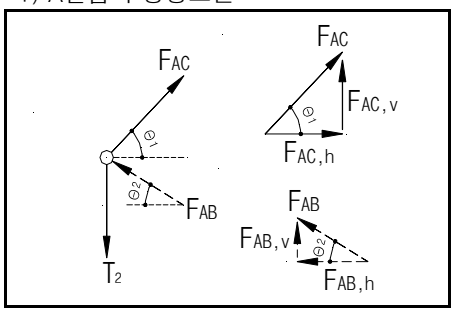
Θ_2 = 36.45°

Θ_3 = 26.44°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

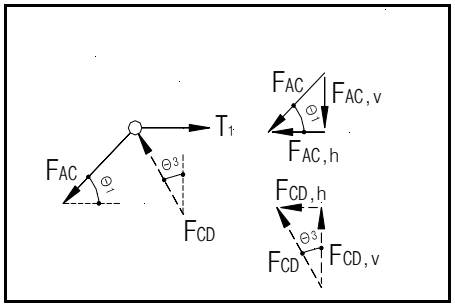
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin \Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos \Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin \Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin \Theta = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3 \Rightarrow F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{727.490}{0.720} =$ 1,010.403 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{727.490}{0.620} =$ 1,173.371 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 954.384 kN

식 ⑥ 으로부터

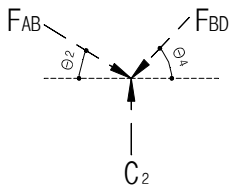
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 954.384 kN

따라서 F_{AC} = **954.384** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 839.015 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

ΣV = 0 :

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 954.384 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 753.671 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	954.384	타이
AB	-839.015	스트럿
BD	-954.384	스트럿
CD	-753.671	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 954.384 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{954,384.253}{0.85 \times 400} = 2,807.01 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**5,139.20**	mm^2	

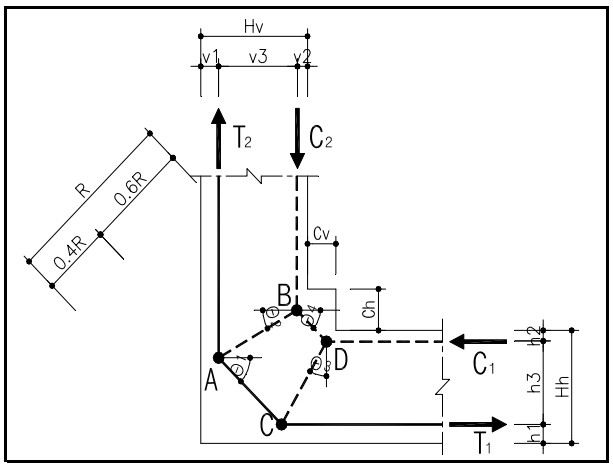
$A_{s,used}$ = 5,139.20 mm^2 > 2,807.01 mm^2 ……O.K

13.3 하부슬래브(본선 접합부 벽체)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	800.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	620.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	640.870 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1204.16 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

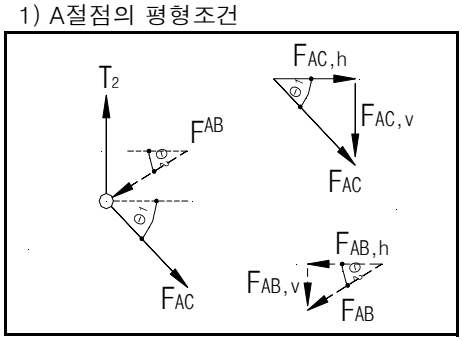
Θ_2 = 21.84°

Θ_3 = 11.65°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

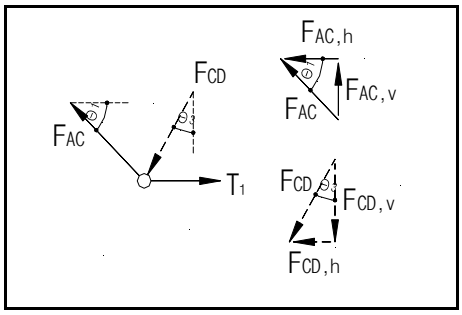
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{640.870}{0.720} =$ 890.097 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{640.870}{0.620} =$ 1,033.661 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,043.556 kN

식 ⑥ 으로부터

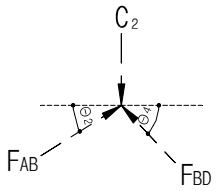
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,043.556 kN

따라서 F_{AC} = **1,043.556** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 794.969 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}043.556 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 753.437 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,043.556**	타이
AB	**-794.969**	스트럿
BD	**-1,043.556**	스트럿
CD	**-753.437**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,043.556 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}043{,}556.013}{0.85 \times 400} = 3{,}069.28 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**3,096.80**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 3,096.80 mm^2 > 3,069.28 mm^2 ……O.K

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1486.240	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	19@	125	=	2292.000				H	16@	300	=	662.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	29@	250	=	2569.600	743.120	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	19@	250	=	1146.000				H	16@	300	=	662.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
측 구	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1486.240	1400.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
	H	19@	125	=	2292.000				H	16@	300	=	662.000	
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1600.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
	H	29@	125	=	5139.200			인장	H	16@	150	=	1324.000	

하 단						1027.840	1600.000	단 압축							662.000	O.K
									H	16@	300	=				

15. 지지력 검토

15.1 하중 산정 : 램프

15.1.1 고정하중

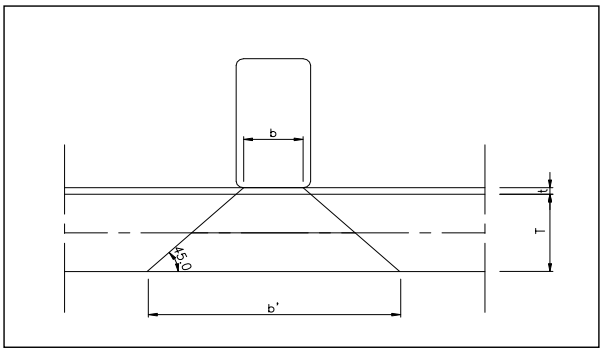
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 727.70 / 17.425 = 41.762 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

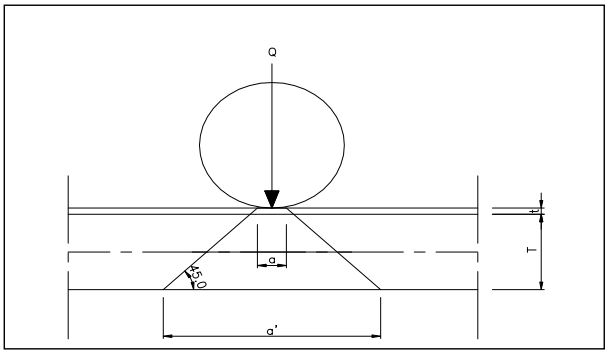


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 900.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.40 m



a' = 0.200 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.10 m

Qz' = 96.000 / (2.400 x 2.100) = 19.048 kN/m^2

15.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 41.762 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 19.048

= 60.810 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 60.810 kN/m^2 < Qa = 555.960 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

15.3 하중 산정 : 본선

15.3.1 고정하중

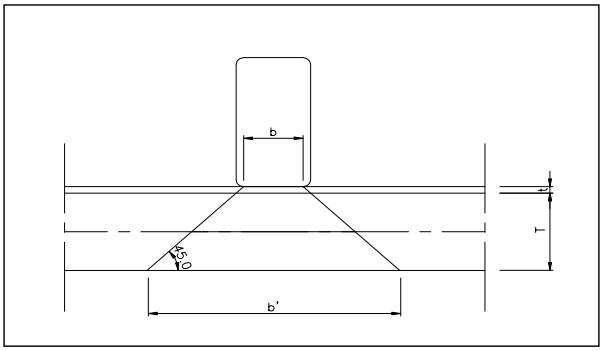
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 568.58 / 19.100 = 29.769 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 0.000 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

15.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

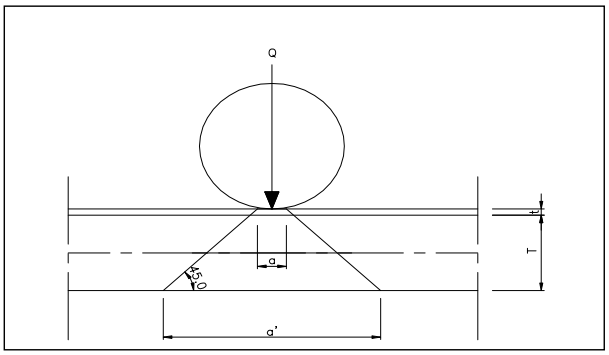


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 900.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.40 m



a' = 0.200 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.10 m

Qz' = 96.000 / (2.400 x 2.100) = 19.048 kN/m^2

15.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 29.769 + 0.000 + 0.000 + 0.000 + 19.048

= 48.817 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

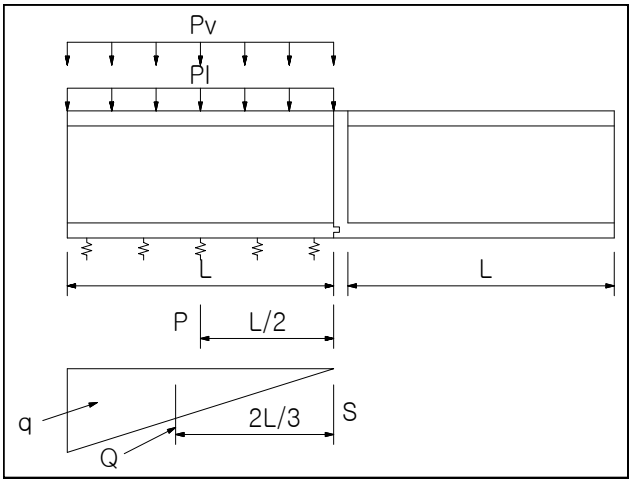
Qmax = 48.817 kN/m^2 < Qa = 575.540 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16. 신축이음부 검토

16-1. 램프

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

Pv = B × H × γt
= 9.513 x 0 x 19.0
= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 : 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

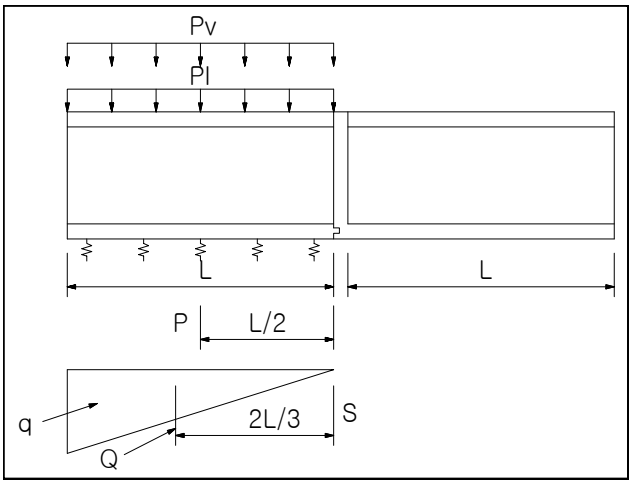
Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN
(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²
☞ 사용철근량 As = D32- 95 EA = 794.2 x 95 = 75,449 mm²

16-2. 본선

※ 가정 : U-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



P = ∑Pl + ∑Pv Q = ∑q

P - S - Q = 0

P × L/2 - Q × 2/3 × L = 0

윗식에서

S = -1/4 × P

Pv = B × H × γt

= 19.1 x 0 x 19.0

= 0 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 ÷ 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.3) = 166.4 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (0 + 166.4)x 20.0 = 3328.0 kN

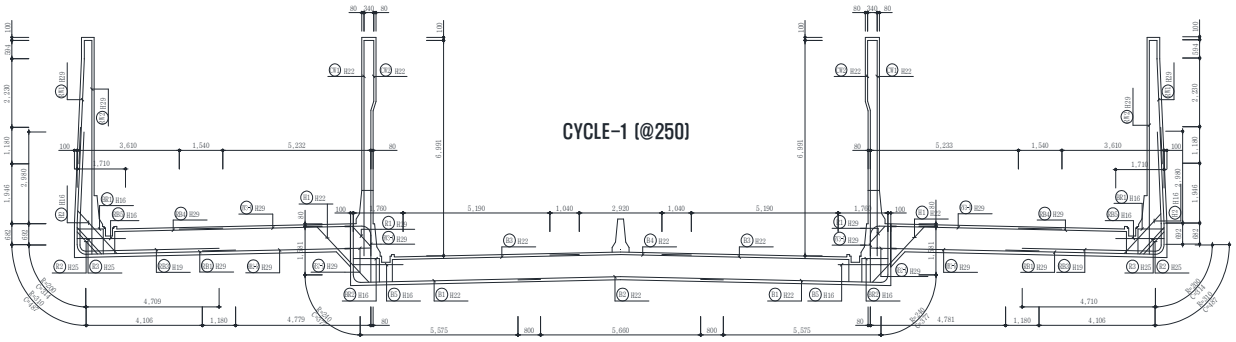
S = P / 4 = 3328 / 4 = 832.0 kN

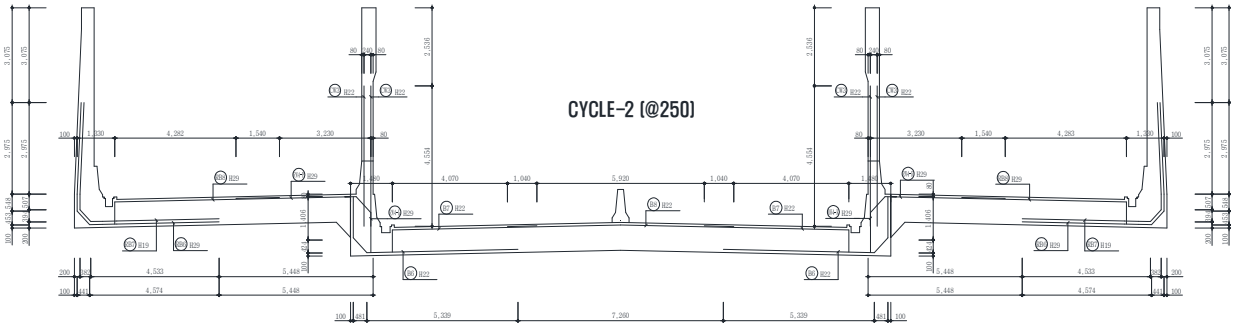
(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 832.0 x 1000 / 80 = 10,400 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 146 EA = 794.2 x 146 = 115,953 mm²

17. 주철근조립도





1.11 B1(STA.0+510.0)

국회대로 지하차도

BOX1 개구부 보강 구조계산서

1. 설계조건

1.1 설계방법 : 강도설계법

1.2 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.3 설계하중

구 분		계수하중		사용하중	비 고
		모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	전단력 (kN)	
중첩B1	상부	178.780	608.780	417.540	구조물공(BOX) B1 0+509 구조계산서
			497.720	333.890	
	하부	156.110	563.960	386.270	
			624.140	427.520	

1.4 재료의 특성 및 설계강도

가) 설계기준강도

- 콘크리트 압축강도

f_{ck} = 27 MPa

- 철근의 항복강도

f_y = 400 MPa

나) 탄성계수

- 콘크리트(일반콘크리트)

$E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 (MPa)

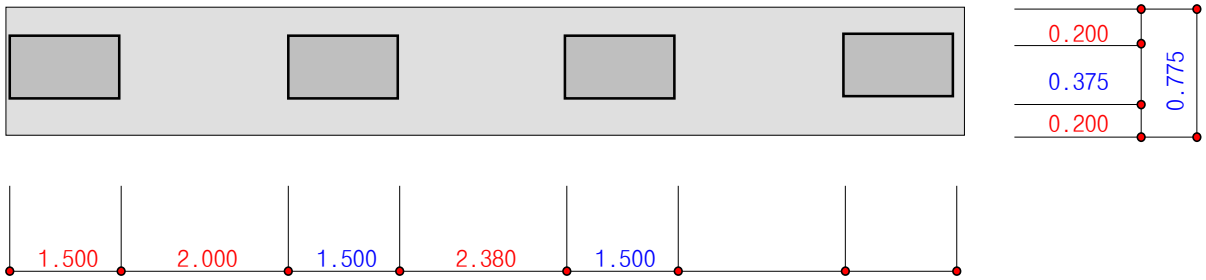
- 철근

$E_s =$ 200,000 (MPa)

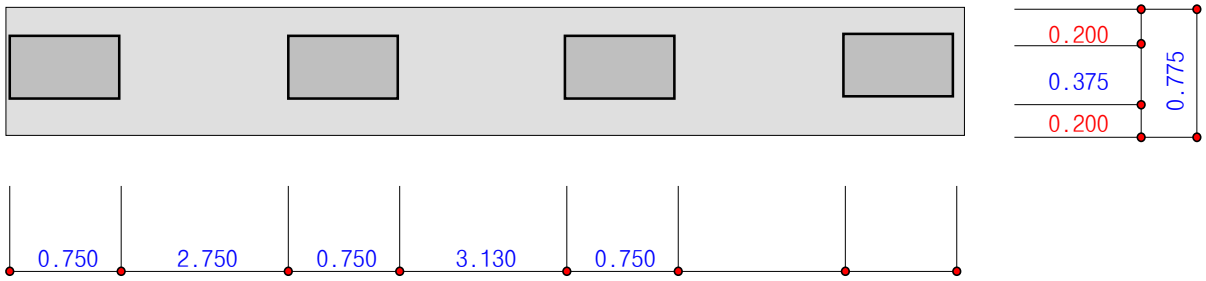
2. 개구부 보강 거더 (BOX 1)

2.1 상부 거더

1) 보의 지간 구성 **(2경간 연속)**



2) 보의 유효지간 산정



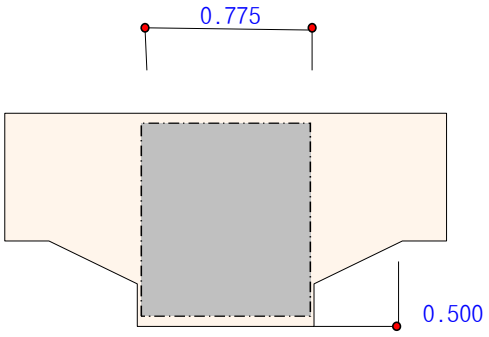
Ln (유효 순경간) : 3.130 m

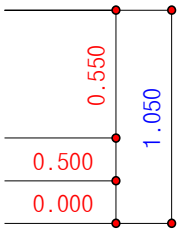
L (기둥중심간격) : 3.690 m

※ 보 및 헌치자중 :

(0.775 × 0.500 + 0.500 × 0.500)

× 25.00 × 1.54 = 24.544 KN





구 분	계수하중	사용하중
외측기둥부 전단력	608.780 KN	417.540 KN
외측기둥부 전단력	497.720 KN	333.890 KN
보 및 헌치자중	24.544 KN	15.938 KN
합 계	1131.044 KN	767.368 KN

3) 부재력 산정

부모멘트	Mu1	=	WL^2 / 9	=	1131.044	×	3.130^2	/	9	=	1231.191	KN.m
	M1	=		=	767.368	×	3.130^2	/	9	=	835.314	KN.m
정모멘트	Mu2	=	WL^2/ 14	=	1131.044	×	3.130^2	/	14	=	791.480	KN.m
	M2	=		=	767.368	×	3.130^2	/	14	=	536.987	KN.m

전 단 력 Vu = 1.15(WL)/2 - 0.15WL

= 1.15×1131.044 x 3.130 / 2 - 0.15 x 1131.044 x 3.130

= 1504.571 KN

4) DEEP BEAM 검토

D = 900.000 m L = 2.750 m

L/D = 2750.000 / 900.00 = 3.056 < 4 ⇒ Deep Beam

5) 보의 단면 검토

◈ B1 상부거더(-M)

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
ρmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 1232.000 KN·m 계수 전단력 Vu = 1505.000 KN
단면의 두께 H = 1050.000 mm 단 면 폭 B = 775.000 mm
유 효 깊 이 D = 900.000 mm 피 복 두 께 Dc = 150.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

-. 휨강도 검토

사용철근량 As.use = H25 ×6.00 EA (Dc = 100.00 mm)
+ H25 ×6.00 EA (Dc = 200.00 mm)
= 6080.400 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00872

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 136.744 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01472 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 1,719,255,000 N·mm
= 1719.255 KN·m ≥ Mu = 1232.000 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.395)

-. 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 95.625 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 4252.034 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 95.625 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

ρreq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00610 ⇒ 4/3 ρreq = 0.00813
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 4252.033 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : ρmin ≤ ρ ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Ln/D = 3130.00 / 900.00 = 3.478 ≤ 4.0 ∴ 깊은 보
콘크리트 전단강도 ØVc = Øv · 1/6 · λ √(fck) · B · D/1000 = 453.040 KN
위험단면까지의 거리 ds
ds = 0.15 · Ln = 0.15 ×3.130 = 0.470 m
위험단면에서의 전단력 Vu'
Vu' = Vu - Wd · ds = 1505.000 - 1132.000 ×0.470 = 973.526 KN

Øv · Vn_max = 0.75×5/6 ×λ √(fck) × B ×D /1000 = 2265.198 KN
Vu' = 973.526 KN ≤ Øv*Vn_max = 2265.198 KN ... ∴ O.K.

Vu' ≤ Øv · Vc + Øv · [Av/Sv · ((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11-Ln/D)/12)] · fy · D

수직전단철근 Av = H16 No of Legs(다리개수) = 4.000 EA
간 격 Sv = 150.00 mm ≤ Sv_max = min(D/5,30cm) = 180.00 mm .. O.K
철근량 Av = 단면적×개수 = 794.400 ㎟ ≥ Av_min = 0.0025 · Bw · Sv = 290.625 ㎟ .. O.K
수평전단철근 Avh = H13 No of Legs(다리개수) = 4.000 EA
간 격 Svh = 150.00 mm ≤ Svh_max = min(D/5,30cm) = 180.00 mm .. O.K
철근량 Avh = 단면적×개수 = 506.800 ㎟ ≥ Avh_min= 0.0015 · Bw · Sv = 174.375 ㎟ .. O.K

Øv · Vc + Øv · [Av/Sv · ((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11-Ln/D)/12)] · fy · D
= 453.040 + 0.75×[0.373×Av/Sv + 0.627×Avh/Svh]×fy ×D
= 1558.451 KN ≥ Vu' = 973.526 KN ... ∴ O.K (S.F = 1.601)

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 836.000 KN · m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B · D) = 0.00872
k = -nρ + √((nρ)² + 2nρ) = 0.294 (j = 0.902)
x = k · d = 264.254 mm
fc = 2 · Mo / (B · x · (D - x/3)) = 10.055 MPa
fs = Mo / (As · (D - x/3)) = 169.342 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 182.660 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 212.38 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 87.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 129.17 mm ≤ 212.38 mm ..... ∴ O.K

◈ B1 상부거더(+M)

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
ρmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 792.000 KN·m 계수 전단력 Vu = 0.000 KN
단면의 두께 H = 1050.000 mm 단 면 폭 B = 775.000 mm
유 효 깊 이 D = 900.000 mm 피 복 두 께 Dc = 150.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

-. 휨강도 검토

사용철근량 As.use = H19 ×6.00 EA (Dc = 100.00 mm)
+ H19 ×6.00 EA (Dc = 200.00 mm)
= 3438.000 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00493

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 77.318 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02833 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 1,006,839,000 N·mm
= 1006.839 KN·m ≥ Mu = 792.000 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.271)

-. 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 60.222 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 2677.827 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 60.222 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

ρreq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00384 ⇒ 4/3 ρreq = 0.00512
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 2677.827 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

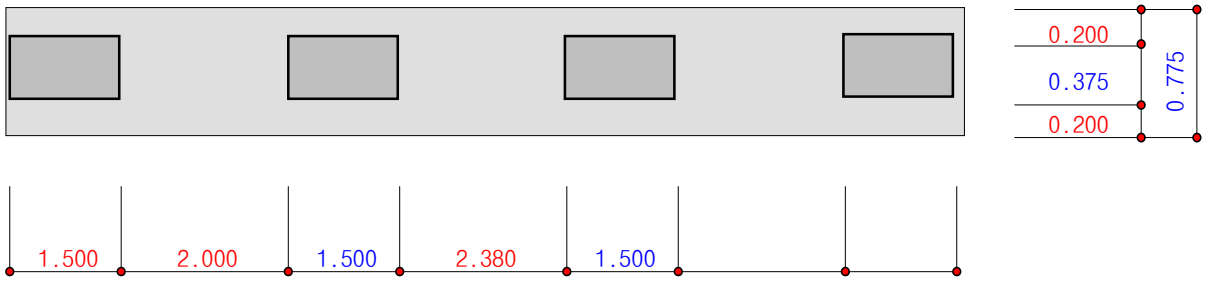
철근비검토 : ρmin ≤ ρ ..... ∴ O.K

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

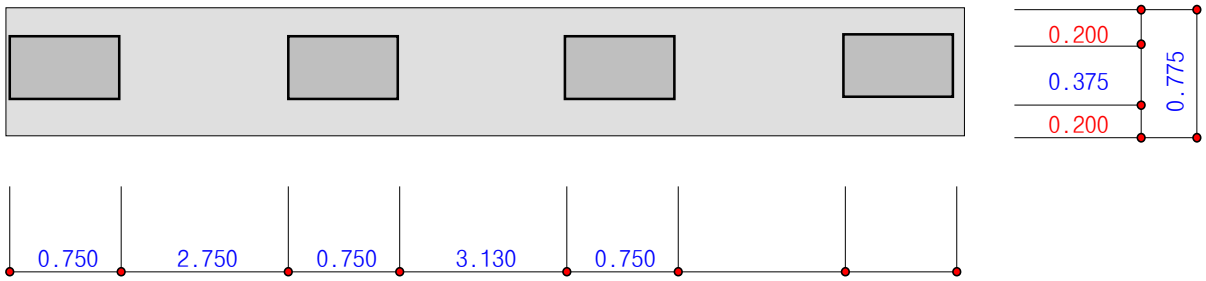
Mo = 537.000 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00493
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.230 (j = 0.923)
x = k·d = 207.399 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.042 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 187.991 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 201.562 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 164.45 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 90.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 129.17 mm ≤ 164.45 mm ..... ∴ O.K

2.2 하부 거더

1) 보의 지간 구성 **(2경간 연속)**

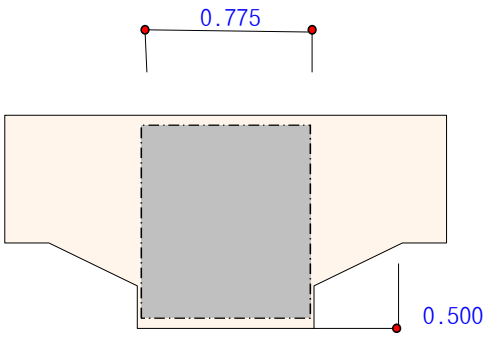


2) 보의 유효지간 산정



Ln (유효 순경간) : 3.130 m

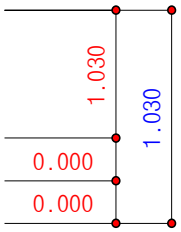
L (기둥중심간격) : 3.690 m



※ 보 및 헌치자중 :

(0.775 × 0.000 + 0.000 × 0.500)

× 25.00 × 1.54 = 0.000 KN



구 분	계수하중	사용하중
외측기둥부 전단력	563.960 KN	386.270 KN
외측기둥부 전단력	624.140 KN	427.520 KN
보 및 헌치자중	0.000 KN	0.000 KN
합 계	1188.100 KN	813.790 KN

3) 부재력 산정

부모멘트	Mu1	=	WL^2 / 9	=	1188.100	×	3.130^2	/	9	=	1293.300 KN.m
	M1	=		=	813.790	×	3.130^2	/	9	=	885.847 KN.m
정모멘트	Mu2	=	WL^2/ 14	=	1188.100	×	3.130^2	/	14	=	831.407 KN.m
	M2	=		=	813.790	×	3.130^2	/	14	=	569.473 KN.m

전 단 력 Vu = 1.15(WL)/2 - WD

= 1.15×1188.100 x 3.130 / 2 - 1188.100 x 0.650

= 1366.018 KN

4) DEEP BEAM 검토

D = 650.000 m L = 2.750 m

L/D = 2750.000 / 650.00 = 4.231 > 4 ⇒ Normal Beam

5) 보의 단면 검토

◈ B1 하부거더(-M)

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
ρmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 1294.000 KN·m 계수 전단력 Vu = 1367.000 KN
단면의 두께 H = 850.000 mm 단 면 폭 B = 775.000 mm
유 효 깊 이 D = 700.000 mm 피 복 두 께 Dc = 150.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

-. 휨강도 검토

사용철근량 As.use = H29 ×6.00 EA (Dc = 100.00 mm)
+ H29 ×6.00 EA (Dc = 200.00 mm)
= 7708.800 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.01421

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 173.365 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.00803 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 1,607,500,000 N·mm
= 1607.500 KN·m ≥ Mu = 1294.000 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.242)

-. 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 135.361 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 6018.924 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 135.361 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

ρreq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.01109 ⇒ 4/3 ρreq = 0.01479
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 6018.925 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : ρmin ≤ ρ ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · λ √fck · B · d / 1000 = 352.364 KN
Vu > Øv · Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Used Av = H16 ×4.00 ea/m = 794.400 ㎟ (간격 s = 150.0 mm)
Øv · Vs = Øv · Av · fy · D / (s ×1000) = 1112.160 KN
Øv · Vs > Øv · 1/3 · λ √(fck) · B · D / 1000 = 704.728 KN
→ 규정된 전단철근 최대 배근 간격을 절반으로 감소하여 검토한다.
s = 150.0 mm ≤ Min(300,0.25D) = 175.0 mm ..... ∴ O.K

Øv · Vn = Øv · Vc + Øv · Vs = 1464.524 KN ≥ Vu = 1367.000 KN ...∴ O.K (S.F = 1.071)

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 886.000 KN · m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B · D) = 0.01421
k = -nρ + √((nρ)² + 2nρ) = 0.358 (j = 0.881)
x = k · d = 250.258 mm
fc = 2 · Mo / (B · x · (D - x/3)) = 14.818 MPa
fs = Mo / (As · (D - x/3)) = 186.405 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 207.128 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 166.45 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 85.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 129.17 mm ≤ 166.45 mm ..... ∴ O.K

◈ B1 하부거더(+M)

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa　　fy = 400.0 MPa　　λ = 1.00
β1 = 0.850　　Øf = 0.85　　Øv = 0.75
ρmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 832.000 KN·m　　계수 전단력 Vu = 0.000 KN
단면의 두께 H = 850.000 mm　　단 면 폭 B = 775.000 mm
유 효 깊 이 D = 700.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 150.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

-. 휨강도 검토

사용철근량 As.use = H22 ×6.00 EA (Dc = 100.00 mm)
+ H22 ×6.00 EA (Dc = 200.00 mm)
= 4645.200 ㎟　　∴ P = As/(B·D) = 0.00856

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 104.467 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01531 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 1,023,062,000 N·mm
= 1023.062 KN·m ≥ Mu = 832.000 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.230)

-. 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 83.611 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 3717.837 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 83.611 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

ρreq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00685 ⇒ 4/3 ρreq = 0.00914
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 3717.837 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : ρmin ≤ ρ ..... ∴ O.K

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 570.000 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00856
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.291 (j = 0.903)
x = k·d = 204.010 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.409 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 194.158 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 213.731 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 145.95 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 89.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 129.17 mm ≤ 145.95 mm ..... ∴ O.K

3. 보강 기둥

3.1 기둥 부재력

b= 0.375 m , h= 1.500 m , lu = 4.800 m , C.T.C = 3.690 m

① 축력 최대시

P =	1199.280	x	3.690	=	4425.343 KN
M =	178.690	x	3.690	=	659.366 KN.m
V =	83.800	x	3.690	=	309.222 KN.m

② 모멘트 최대시

P =	1192.700	x	3.690	=	4401.063 KN
M =	178.780	x	3.690	=	659.698 KN.m
V =	83.800	x	3.690	=	309.222 KN.m

3.2 기둥 검토

【 기둥 : 기둥 】 : LC 1, X 방향

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, e = 149.12 mm

B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)
1500.0	375.0	295.0	80.0	4426.000	660.000

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 4426.000 x 0.00000 / (160.000 x 4.800)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.800 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 4.800 / 0.108

= 44.341 > 40.000 ∴ 장주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=-577.000 , M2=660.000)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= -0.874) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 4.800 m)

㉢ 임계하중(Pc) 산정

$Pc = \pi^2 EI / (k \times Lu)^2$

$= \pi^2 \times 45410.565 / (1.000 \times 4.800)^2$

= 19,452 kN

여기서, EI = 0.4*Ec*Ig/(1+βdns) = 45,411 kN/m²

βdns = 최대장기지속계수축력 / 전체계수축력 = 0.600

Ec = 27,556 MPa

Ig = 0.006592 m⁴ , k : 유효길이계수

㉣ 모멘트 확대계수 산정

δns = Cm / {1 - Pu/(0.75Pc)} ≥ 1.0

= 0.400 / {1 - 4426.000/(0.75 x 19452.444)}

= 1.000 <= 1.4 ∴ O.K

Cm = 0.6 + 0.4(M1/M2) ≥ 0.4, 기둥양단사이에 횡하중이 있는 경우 Cm = 1.0

㉱ 확대 모멘트 산정

Mc = δns x M2 = 1.000 x 660.000 = 660.000 kN.m

M2min = Pu x (15.0 + 0.03h) = 116.182 kN.m ≤ 660.000 kN.m

㉲ 철근비 검토

Ag = 562500.00 mm² , Ast = 15201.00 mm² , Puse = 0.02702

- 1단 : H25 - 30EA (As=15201.000 mm²), d1 = 80.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0270) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉳ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 177.00 mm, ab = k1 x cb = 150.45 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 150.450 x 1500.000 = 5179.241 kN

∑Csi = 2169.735 kN, ∑Tsi = 2873.590 kN

Pb = 5179.241 + 2169.735 - 2873.590 = 4475.386 kN

Mb = Cc x 112.275 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1119.779 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 250.208 mm, e = Mu/Pu = 149.119 mm)

㉴ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 211.41 mm, a = k1 x c = 179.69 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 179.7 x 1500.0 = 6185.991 kN

∑Csi = 2551.574 kN, ∑Tsi = 1683.027 kN

Pn = 6185.991 + 2551.574 - 1683.027 = 7054.538 kN

Mn = Cc x 97.653 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1051.907 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=149.111)| = 0.0082 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉵ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 375.00 - 80.00 = 295.000 mm

c = 211.406 mm, a = k1 x c = 179.695 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (295.00-211.41) / 211.41 = 0.00119

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

㉶ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14912.730 kN ≥ Pn = 7054.538 kN

ΦPn = 0.65 x 7054.538 = 4585.450 kN ≥ Pu = 4426.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.149 = 683.777 kN.m ≥ Mu = 660.000 kN.m ∴ O.K

【 기둥 : 기둥 】 : LC 2, X 방향

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, e = 149.93 mm

B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)
1500.0	375.0	295.0	80.0	4402.000	660.000

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 4402.000 x 0.00000 / (160.000 x 4.800)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 4.800 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 4.800 / 0.108

= 44.341 > 40.000 ∴ 장주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=-577.000 , M2=660.000)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= -0.874) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 4.800 m)

㉢ 임계하중(Pc) 산정

$Pc = \pi^2 EI / (k \times Lu)^2$

$= \pi^2 \times 45410.565 / (1.000 \times 4.800)^2$

= 19,452 kN

여기서, EI = 0.4*Ec*Ig/(1+βdns) = 45,411 kN/m²

βdns = 최대장기지속계수축력 / 전체계수축력 = 0.600

Ec = 27,556 MPa

Ig = 0.006592 m⁴ , k : 유효길이계수

㉣ 모멘트 확대계수 산정

δns = Cm / {1 - Pu/(0.75Pc)} ≥ 1.0

= 0.400 / {1 - 4402.000/(0.75 x 19452.444)}

= 1.000 <= 1.4 ∴ O.K

Cm = 0.6 + 0.4(M1/M2) ≥ 0.4, 기둥양단사이에 횡하중이 있는 경우 Cm = 1.0

㉱ 확대 모멘트 산정

Mc = δns x M2 = 1.000 x 660.000 = 660.000 kN.m

M2min = Pu x (15.0 + 0.03h) = 115.552 kN.m ≤ 660.000 kN.m

㉲ 철근비 검토

Ag = 562500.00 mm² , Ast = 15201.00 mm² , Puse = 0.02702

- 1단 : H25 - 30EA (As=15201.000 mm²), d1 = 80.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0270) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉳ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 177.00 mm, ab = k1 x cb = 150.45 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 150.450 x 1500.000 = 5179.241 kN

∑Csi = 2169.735 kN, ∑Tsi = 2873.590 kN

Pb = 5179.241 + 2169.735 - 2873.590 = 4475.386 kN

Mb = Cc x 112.275 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1119.779 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 250.208 mm, e = Mu/Pu = 149.932 mm)

㉴ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 210.93 mm, a = k1 x c = 179.29 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 179.3 x 1500.0 = 6172.161 kN

∑Csi = 2546.757 kN, ∑Tsi = 1696.336 kN

Pn = 6172.161 + 2546.757 - 1696.336 = 7022.582 kN

Mn = Cc x 97.854 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1052.839 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=149.922)| = 0.0100 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉵ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 375.00 - 80.00 = 295.000 mm

c = 210.933 mm, a = k1 x c = 179.293 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (295.00-210.93) / 210.93 = 0.00120

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

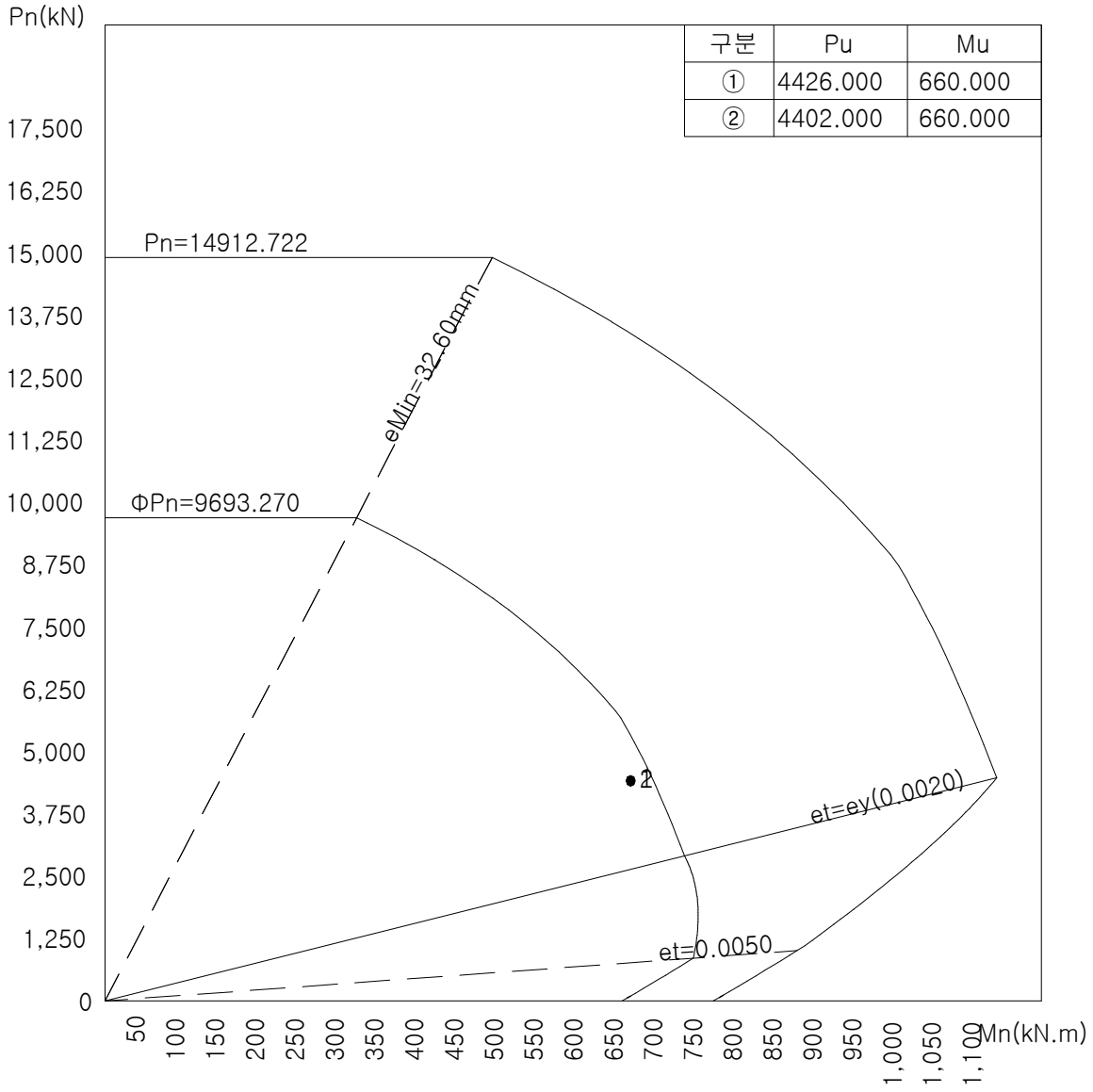
㉶ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14912.730 kN ≥ Pn = 7022.582 kN

ΦPn = 0.65 x 7022.582 = 4564.679 kN ≥ Pu = 4402.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.150 = 684.391 kN.m ≥ Mu = 660.000 kN.m ∴ O.K

3.3 P-M 상관분석


Pn(kN)
구분 Pu Mu
① 4426.000 660.000
② 4402.000 660.000
17,500
16,250
15,000
13,750
12,500
11,250
10,000
8,750
7,500
6,250
5,000
3,750
2,500
1,250
0
Pn=14912.722
eMin=32.60mm
ΦPn=9693.270
2
et=ey(0.0020)
et=0.0050
50 100 150 200 250 300 350 400 450 500 550 600 650 700 750 800 850 900 950 1,000 1,050 1,100
Mn(kN.m)

국회대로 지하차도

STA.0+509.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

$D / B_o \geq 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
$D / B_o < 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 1 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8{,}500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간슬래브	외측벽체	기둥	거더
상면(벽체외측)	100	80	80	100	90	135
하면(벽체내측)	80	100	80	80	90	90

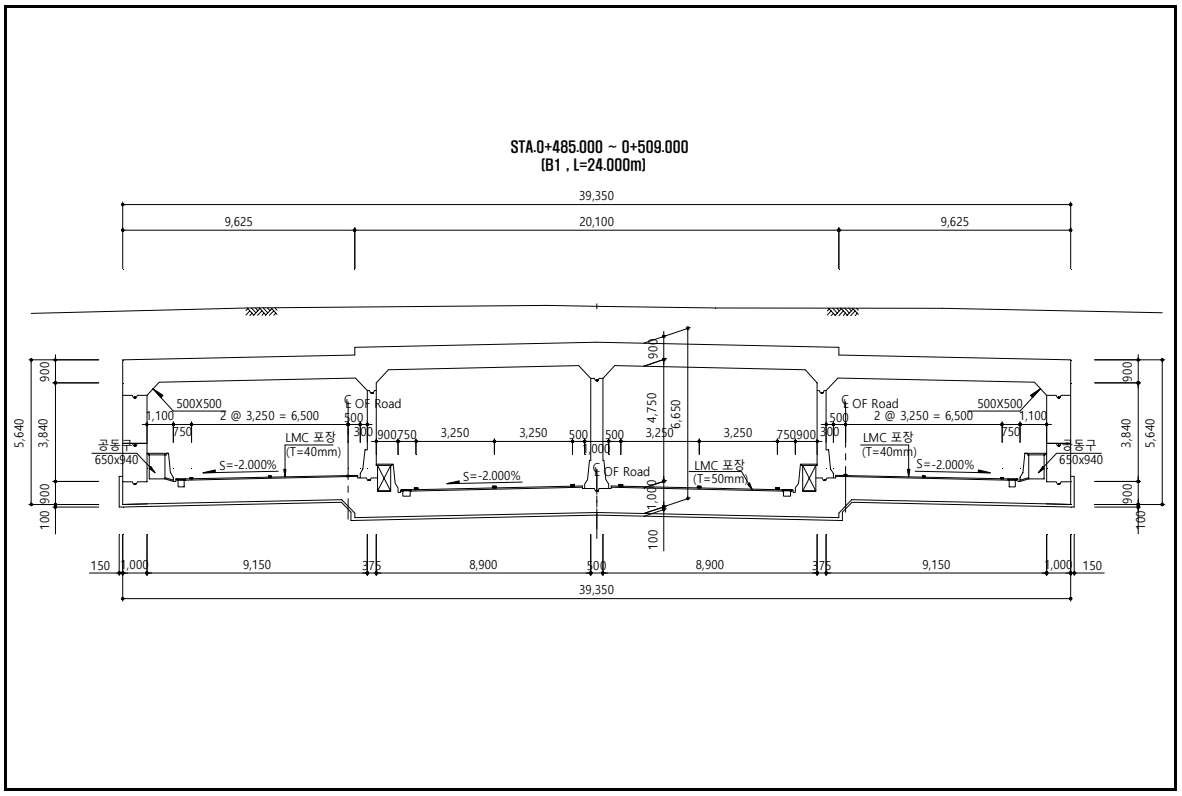
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

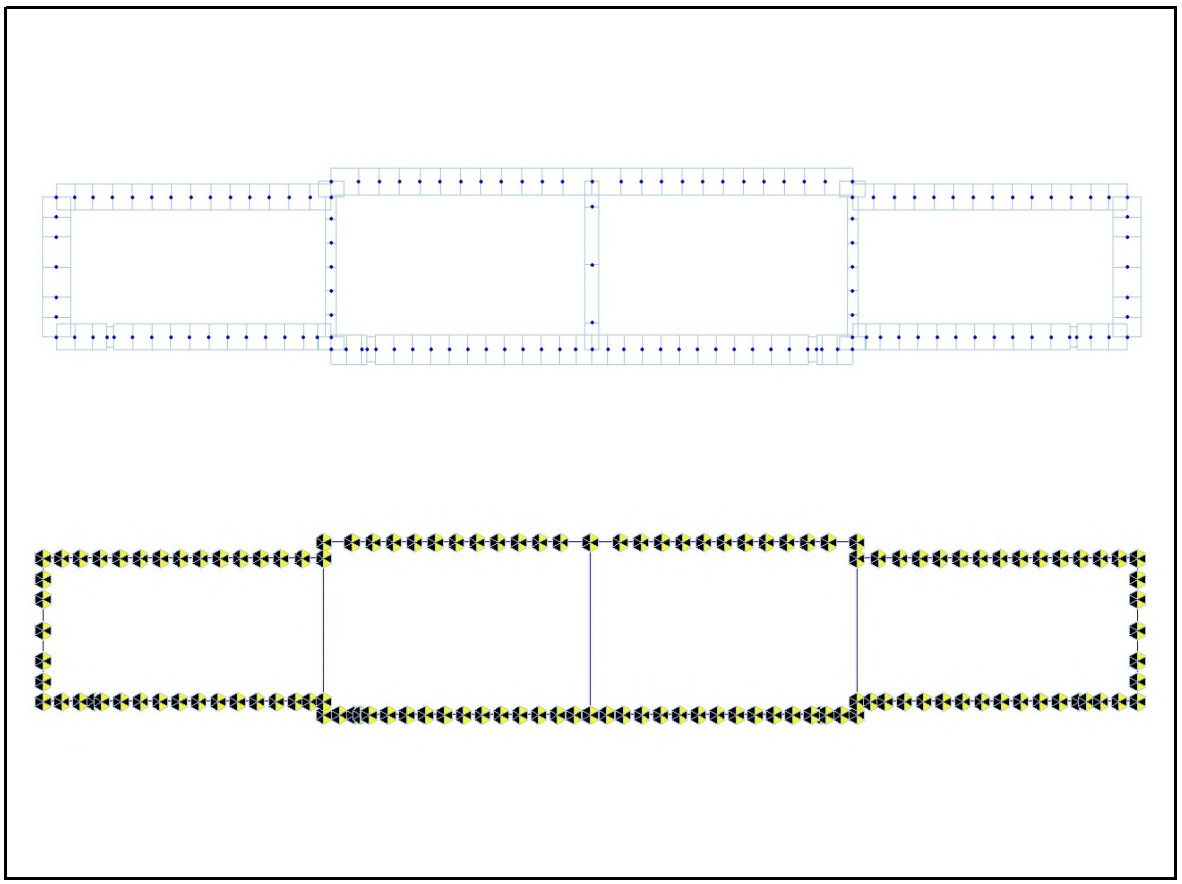
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	1.800	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	7.200	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	19.000	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	2.000	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	0.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 20.100 m = 39.350 m = 5.700 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo}\,(B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho}\,(B_H/0.3)^{-3/4}$

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	11,715	30,147	3,905	10,049	107,168	2,765	11,776	922	3,925
퇴적층(자갈층)	987,663	42,175	108,528	14,058	36,176	385,806	16,475	42,394	5,492	14,131
풍화토	2,201,831	94,022	241,946	31,341	80,649	860,090	36,727	94,510	12,242	31,503
풍화암	5,043,990	215,386	554,254	71,795	184,751	1,970,308	84,135	216,506	28,045	72,169
연 암	18,933,228	808,479	2,080,460	269,493	693,487	7,395,792	315,812	812,680	105,271	270,893
보통암	15,536,147	663,418	1,707,175	221,139	569,058	6,068,807	259,148	666,865	86,383	222,288
경 암	59,590,479	2,544,607	6,548,045	848,202	2,182,682	23,277,531	993,987	2,557,830	331,329	852,610

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	12,101	34,619	4,034	11,540	107,168	4,727	13,523	1,576	4,508
퇴적층(자갈층)	987,663	43,564	124,628	14,521	41,543	385,806	17,017	48,683	5,672	16,228
풍화토	2,201,831	97,118	277,838	32,373	92,613	860,090	37,937	108,530	12,646	36,177
풍화암	5,043,990	222,481	636,475	74,160	212,158	1,970,308	86,906	248,623	28,969	82,874
연 암	18,933,228	835,108	2,389,086	278,369	796,362	7,395,792	326,214	933,237	108,738	311,079
보통암	15,536,147	685,269	1,960,426	228,423	653,475	6,068,807	267,683	765,791	89,228	255,264
경 암	59,590,479	2,628,420	7,519,415	876,140	2,506,472	23,277,531	1,026,727	2,937,272	342,242	979,091

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **매립층** , **퇴적층(자갈층)**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
매립층	12,101	4,034	1.000	0.650	9,983	3,328	91 120
매립층	12,101	4,034	0.650	0.650	7,866	2,622	92 119
매립층	12,101	4,034	0.650	0.703	8,183	2,728	93 118
매립층	12,101	4,034	0.703	0.703	8,501	2,834	94 to 102, 109 to 117
매립층	12,101	4,034	0.703	0.757	8,828	2,943	103 108
매립층	12,101	4,034	0.757	0.757	9,154	3,051	104 107
매립층	11,715	3,905	0.900	0.987	11,053	3,684	121 145
매립층	11,715	3,905	0.987	0.730	10,057	3,352	122 144
매립층	11,715	3,905	0.730	0.730	8,552	2,851	123 to 131, 135 to 143
매립층	11,715	3,905	0.730	1.050	10,426	3,475	132 134
매립층	11,715	3,905	1.050	1.050	12,301	4,100	133

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층** , **풍화암**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	43,564	14,521	1.000	0.650	35,940	11,980	34 67
퇴적층(자갈층)	43,564	14,521	0.650	0.650	28,317	9,439	35 66
퇴적층(자갈층)	43,564	14,521	0.650	0.500	25,049	8,350	36 65
퇴적층(자갈층)	43,564	14,521	0.250	0.250	10,891	3,630	37 64
퇴적층(자갈층)	43,564	14,521	0.250	0.680	20,257	6,752	38 63
퇴적층(자갈층)	43,564	14,521	0.680	0.680	29,623	9,874	39 to 47, 54 to 62
퇴적층(자갈층)	43,564	14,521	0.680	0.494	25,572	8,524	48 53
퇴적층(자갈층)	43,564	14,521	0.494	0.494	21,521	7,174	49 52
퇴적층(자갈층)	42,175	14,058	0.900	0.543	30,429	10,143	1 33
퇴적층(자갈층)	42,175	14,058	0.543	0.543	22,901	7,634	2 32
퇴적층(자갈층)	42,175	14,058	0.543	0.200	15,668	5,223	3 31
퇴적층(자갈층)	42,175	14,058	0.200	0.300	10,544	3,515	4 30
퇴적층(자갈층)	42,175	14,058	0.300	0.660	20,244	6,748	5 29
퇴적층(자갈층)	42,175	14,058	0.660	0.660	27,835	9,278	6 TO 14, 20 TO 28
퇴적층(자갈층)	42,175	14,058	0.660	0.575	26,043	8,681	15 19
퇴적층(자갈층)	42,175	14,058	0.575	0.575	24,250	8,083	16 TO 18

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 풍화암 , 연 암 , 보통암]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	108,528	36,176	0.900	0.900	97,676	32,559	121
퇴적층(자갈층)	108,528	36,176	0.900	0.530	77,598	25,866	105
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.530	0.675	75,088	25,029	91
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	0.675	84,124	28,041	88
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	1.020	105,622	35,207	84
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	1.020	1.020	127,121	42,374	77
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	1.020	0.675	105,622	35,207	73
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	0.675	84,124	28,041	69
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	0.430	68,857	22,952	34
퇴적층(자갈층)	108,528	36,176	0.430	1.000	77,598	25,866	50
퇴적층(자갈층)	108,528	36,176	1.000	1.000	108,528	36,176	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	108,528	36,176	0.900	0.900	97,676	32,559	145
퇴적층(자갈층)	108,528	36,176	0.900	0.530	77,598	25,866	106
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.530	0.675	75,088	25,029	120
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	0.675	84,124	28,041	89
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	1.020	105,622	35,207	85
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	1.020	1.020	127,121	42,374	80
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	1.020	0.675	105,622	35,207	74
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	0.675	84,124	28,041	70
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	0.430	68,857	22,952	67
퇴적층(자갈층)	108,528	36,176	0.430	1.000	77,598	25,866	51
퇴적층(자갈층)	108,528	36,176	1.000	1.000	108,528	36,176	33

*** 붕괴방지수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **매립층**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
매립층	4,727	1,576	1.000	0.650	3,900	1,300	91 120
매립층	4,727	1,576	0.650	0.650	3,073	1,024	92 119
매립층	4,727	1,576	0.650	0.703	3,197	1,066	93 118
매립층	4,727	1,576	0.703	0.703	3,321	1,107	94 to 102, 109 to 117
매립층	4,727	1,576	0.703	0.757	3,448	1,149	103 108
매립층	4,727	1,576	0.757	0.757	3,576	1,192	104 107
매립층	2,765	922	0.900	0.987	2,609	870	121 145
매립층	2,765	922	0.987	0.730	2,374	791	122 144
매립층	2,765	922	0.730	0.730	2,018	673	123 to 131, 135 to 143
매립층	2,765	922	0.730	1.050	2,461	820	132 134
매립층	2,765	922	1.050	1.050	2,903	968	133

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	17,017	5,672	1.000	0.650	14,039	4,680	34 67
퇴적층(자갈층)	17,017	5,672	0.650	0.650	11,061	3,687	35 66
퇴적층(자갈층)	17,017	5,672	0.650	0.500	9,785	3,262	36 65
퇴적층(자갈층)	17,017	5,672	0.250	0.250	4,254	1,418	37 64
퇴적층(자갈층)	17,017	5,672	0.250	0.680	7,913	2,638	38 63
퇴적층(자갈층)	17,017	5,672	0.680	0.680	11,572	3,857	39 to 47, 54 to 62
퇴적층(자갈층)	17,017	5,672	0.680	0.494	9,989	3,330	48 53
퇴적층(자갈층)	17,017	5,672	0.494	0.494	8,406	2,802	49 52
퇴적층(자갈층)	16,475	5,492	0.900	0.543	11,886	3,962	1 33
퇴적층(자갈층)	16,475	5,492	0.543	0.543	8,946	2,982	2 32
퇴적층(자갈층)	16,475	5,492	0.543	0.200	6,120	2,040	3 31
퇴적층(자갈층)	16,475	5,492	0.200	0.300	4,119	1,373	4 30
퇴적층(자갈층)	16,475	5,492	0.300	0.660	7,908	2,636	5 29
퇴적층(자갈층)	16,475	5,492	0.660	0.660	10,873	3,624	6 TO 14, 20 TO 28
퇴적층(자갈층)	16,475	5,492	0.660	0.575	10,173	3,391	15 19
퇴적층(자갈층)	16,475	5,492	0.575	0.575	9,473	3,158	16 TO 18

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	42,394	14,131	0.900	0.900	38,155	12,718	121
퇴적층(자갈층)	42,394	14,131	0.900	0.530	30,312	10,104	105
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.530	0.675	29,331	9,777	91
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	0.675	32,861	10,954	88
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	1.020	41,259	13,753	84
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	1.020	1.020	49,656	16,552	77
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	1.020	0.675	41,259	13,753	73
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	0.675	32,861	10,954	69
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	0.430	26,897	8,966	34
퇴적층(자갈층)	42,394	14,131	0.430	1.000	30,312	10,104	50
퇴적층(자갈층)	42,394	14,131	1.000	1.000	42,394	14,131	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	42,394	14,131	0.900	0.900	38,155	12,718	145
퇴적층(자갈층)	42,394	14,131	0.900	0.530	30,312	10,104	106
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.530	0.675	29,331	9,777	120
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	0.675	32,861	10,954	89
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	1.020	41,259	13,753	85
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	1.020	1.020	49,656	16,552	80
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	1.020	0.675	41,259	13,753	74
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	0.675	32,861	10,954	70
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	0.430	26,897	8,966	67
퇴적층(자갈층)	42,394	14,131	0.430	1.000	30,312	10,104	51
퇴적층(자갈층)	42,394	14,131	1.000	1.000	42,394	14,131	33

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	–	–
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.13 = 0.074 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.13 = 0.182 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

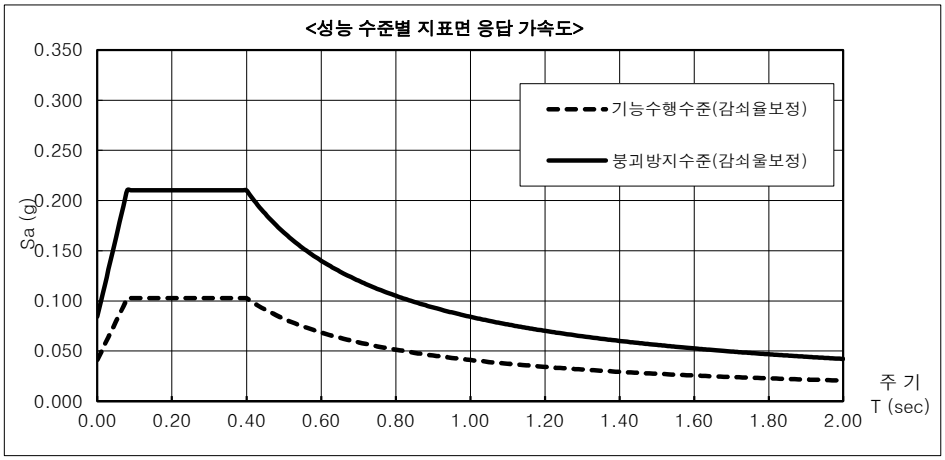
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

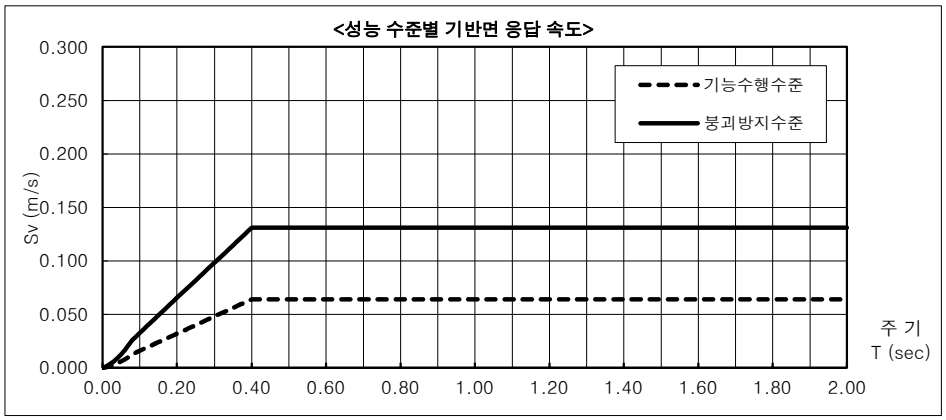
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
1.800	매립층	-	156	0.046
7.200	퇴적층(자갈층)	-	289	0.100
19.000	풍화토	-	424	0.179
2.000	풍화암	-	631	0.013
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.338

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.338 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.098 g = 0.959 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.064 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
1.800	매립층	-	156	0.046
7.200	퇴적층(자갈층)	-	289	0.100
19.000	풍화토	-	424	0.179
2.000	풍화암	-	631	0.013
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.338

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.338 = 0.42 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.200 g = 1.963 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.131 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

$U_{h1} = 2 / \pi^2 \cdot Sv \cdot T_s \cdot \cos(\omega_0 \cdot x_1 / v_{sod1})$ 제 1층에서의 변위

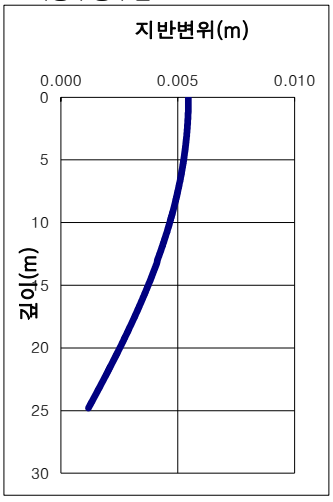
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 7.62 m, H_1 = 28.0 m, H_2 = 2.0 m, γ_1 = 19.6 , γ_2 = 21.0

V_{s0d1} = 372 m/s V_{s0d2} = 631 m/s α = 0.55

ω_0 = 20.400 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 7.620 m

Sv = 0.064 m/s

Ts = 0.42 sec

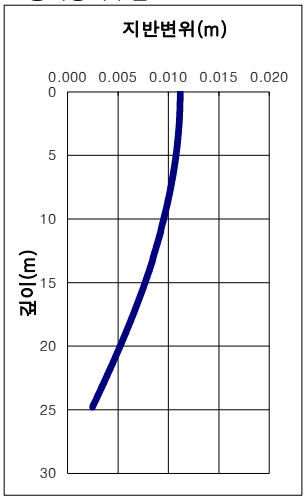
$U(Z_U)$=U(Z=1.920m)

= 0.005423 m

$U(Z_B)$=U(Z=7.620m)

= 0.004985 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 7.620 m

Sv = 0.131 m/s

Ts = 0.42 sec

$U(Z_U)$=U(Z=1.920m)

= 0.011106 m

$U(Z_B)$=U(Z=7.190m)

= 0.010207 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

*** 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 4{,}034 \times 0.005423 = \mathbf{21.876}\ kN/m^2$ (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 1{,}576 \times 0.011106 = \mathbf{17.499}\ kN/m^2$ (붕괴방지수준)

*** 측벽에 작용하는 지반변위하중**

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z (m)	U(Z) (m)	$U(Z_B)$ (m)	$U(Z)-U(Z_B)$ (m)	K_H (kN/m^3)	P(Z) (kN/m^2)
기능수행수준	121	1.920	0.005423	0.004985	0.000439	108,528	47.624
	105	2.450	0.005404	0.004985	0.000420	108,528	45.569
	91	2.450	0.005404	0.004985	0.000420	124,628	52.329
	88	3.125	0.005374	0.004985	0.000389	124,628	48.500
	84	3.800	0.005336	0.004985	0.000351	124,628	43.754
	77	4.820	0.005264	0.004985	0.000280	124,628	34.858
	73	5.840	0.005176	0.004985	0.000192	124,628	23.911
	69	6.515	0.005109	0.004985	0.000125	124,628	15.555
	34	7.190	0.005035	0.004985	0.000051	124,628	6.327
	50	7.190	0.005035	0.004985	0.000051	108,528	5.510
	1	7.620	0.004985	0.004985	0.000000	108,528	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	145	1.920	0.005423	0.004985	0.000439	108,528	47.624
	106	2.450	0.005404	0.004985	0.000420	108,528	45.569
	120	2.450	0.005404	0.004985	0.000420	124,628	52.329
	89	3.125	0.005374	0.004985	0.000389	124,628	48.500
	85	3.800	0.005336	0.004985	0.000351	124,628	43.754
	80	4.820	0.005264	0.004985	0.000280	124,628	34.858
	74	5.840	0.005176	0.004985	0.000192	124,628	23.911
	70	6.515	0.005109	0.004985	0.000125	124,628	15.555
	67	7.190	0.005035	0.004985	0.000051	124,628	6.327
	51	7.190	0.005035	0.004985	0.000051	108,528	5.510
	33	7.620	0.004985	0.004985	0.000000	108,528	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	121	1.920	0.011106	0.010207	0.000899	42,394	38.095
	105	2.450	0.011067	0.010207	0.000860	42,394	36.451
	91	2.450	0.011067	0.010207	0.000860	48,683	41.859
	88	3.125	0.011004	0.010207	0.000797	48,683	38.796
	84	3.800	0.010926	0.010207	0.000719	48,683	35.000
	77	4.820	0.010780	0.010207	0.000573	48,683	27.884
	73	5.840	0.010600	0.010207	0.000393	48,683	19.127
	69	6.515	0.010463	0.010207	0.000256	48,683	12.443
	34	7.190	0.010311	0.010207	0.000104	48,683	5.061
	50	7.190	0.010311	0.010207	0.000104	42,394	4.408
	1	7.620	0.010207	0.010207	0.000000	42,394	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	145	1.920	0.011106	0.010207	0.000899	42,394	38.095
	106	2.450	0.011067	0.010207	0.000860	42,394	36.451
	120	2.450	0.011067	0.010207	0.000860	48,683	41.859
	89	3.125	0.011004	0.010207	0.000797	48,683	38.796
	85	3.800	0.010926	0.010207	0.000719	48,683	35.000
	80	4.820	0.010780	0.010207	0.000573	48,683	27.884
	74	5.840	0.010600	0.010207	0.000393	48,683	19.127
	70	6.515	0.010463	0.010207	0.000256	48,683	12.443
	67	7.190	0.010311	0.010207	0.000104	48,683	5.061
	51	7.190	0.010311	0.010207	0.000104	42,394	4.408
	33	7.620	0.010207	0.010207	0.000000	42,394	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.898$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 7.469 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 4.183$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.718$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 5.974 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 3.346$ kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.898$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 7.469 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 4.183$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.718$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 5.974 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2 = 3.346$ kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 1.920 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.971 = 1.619 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.971 = 3.977 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 2.450 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.963 = 1.606 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.963 = 3.945 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 1.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 7.620 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.000 × 25.0 × 0.074 × 0.886 = 1.641 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.000 × 25.0 × 0.182 × 0.886 = 4.030 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 7.190 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.892 = 1.487 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.892 = 3.653 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 좌측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
본선	121	1.920	0.900	25.0	0.074	0.182	0.971	1.619	3.977
	105	2.450	0.900	25.0	0.074	0.182	0.963	1.606	3.945
램프	91	2.450	1.000	25.0	0.074	0.182	0.963	1.784	4.383
	88	3.125	1.000	25.0	0.074	0.182	0.953	1.766	4.337
	84	3.800	1.000	25.0	0.074	0.182	0.943	1.747	4.291
	77	4.820	1.000	25.0	0.074	0.182	0.928	1.719	4.221
	73	5.840	1.000	25.0	0.074	0.182	0.912	1.690	4.151
	69	6.515	1.000	25.0	0.074	0.182	0.902	1.671	4.105
	34	7.190	1.000	25.0	0.074	0.182	0.892	1.653	4.059
본선	50	7.190	0.900	25.0	0.074	0.182	0.892	1.487	3.653
	1	7.620	0.900	25.0	0.074	0.182	0.886	1.477	3.627
접합부	105	2.450	0.375	25.0	0.074	0.182	0.963	0.669	1.644
	86	3.195	0.375	25.0	0.074	0.182	0.952	0.661	1.624
	82	4.008	0.375	25.0	0.074	0.182	0.940	0.653	1.604
	78	4.820	0.375	25.0	0.074	0.182	0.928	0.644	1.583
	75	5.633	0.375	25.0	0.074	0.182	0.916	0.636	1.562
	71	6.445	0.375	25.0	0.074	0.182	0.903	0.628	1.541
	50	7.190	0.375	25.0	0.074	0.182	0.892	0.620	1.522

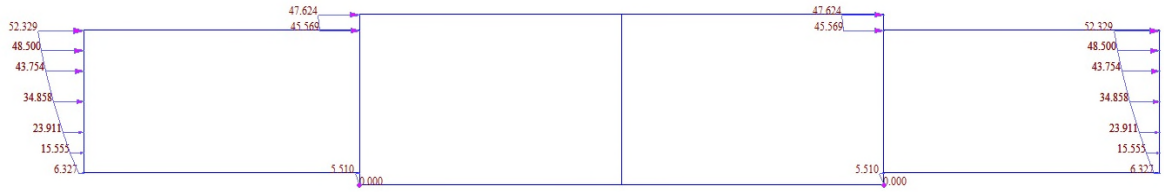
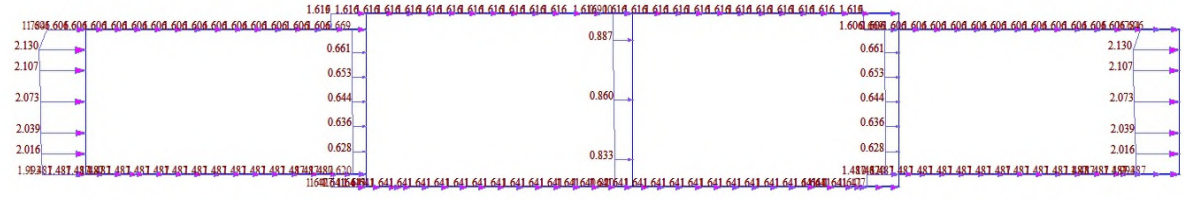
- 우측벽체 관성력

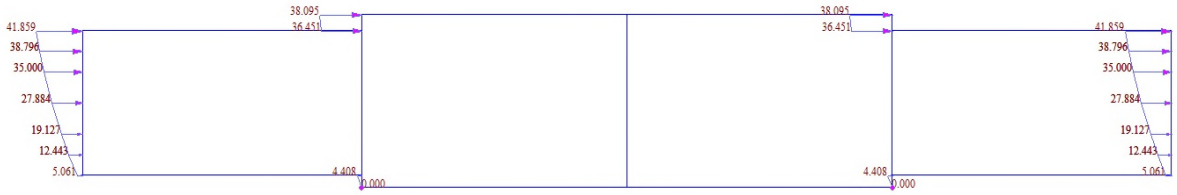
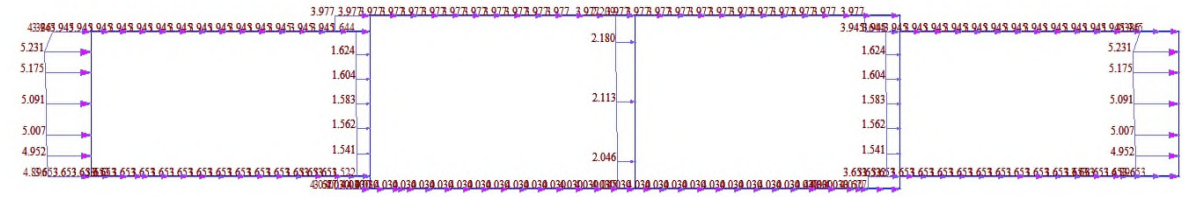
구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
본선	145	1.920	0.900	25.0	0.074	0.182	0.971	1.619	3.977
	106	2.450	0.900	25.0	0.074	0.182	0.963	1.606	3.945
램프	120	2.450	1.000	25.0	0.074	0.182	0.963	1.784	4.383
	89	3.125	1.000	25.0	0.074	0.182	0.953	1.766	4.337
	85	3.800	1.000	25.0	0.074	0.182	0.943	1.747	4.291
	80	4.820	1.000	25.0	0.074	0.182	0.928	1.719	4.221
	74	5.840	1.000	25.0	0.074	0.182	0.912	1.690	4.151
	70	6.515	1.000	25.0	0.074	0.182	0.902	1.671	4.105
	67	7.190	1.000	25.0	0.074	0.182	0.892	1.653	4.059
본선	51	7.190	0.900	25.0	0.074	0.182	0.892	1.487	3.653
	33	7.620	0.900	25.0	0.074	0.182	0.886	1.477	3.627
접합부	106	2.450	0.375	25.0	0.074	0.182	0.963	0.669	1.644
	87	3.195	0.375	25.0	0.074	0.182	0.952	0.661	1.624
	83	4.008	0.375	25.0	0.074	0.182	0.940	0.653	1.604
	79	4.820	0.375	25.0	0.074	0.182	0.928	0.644	1.583
	76	5.633	0.375	25.0	0.074	0.182	0.916	0.636	1.562
	72	6.445	0.375	25.0	0.074	0.182	0.903	0.628	1.541
	51	7.190	0.375	25.0	0.074	0.182	0.892	0.620	1.522

- 중앙벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
중앙벽체	133	1.920	0.500	25.0	0.074	0.182	0.971	0.900	2.209
	90	2.790	0.500	25.0	0.074	0.182	0.958	0.887	2.180
	81	4.745	0.500	25.0	0.074	0.182	0.929	0.860	2.113
	68	6.700	0.500	25.0	0.074	0.182	0.900	0.833	2.046
	17	7.620	0.500	25.0	0.074	0.182	0.886	0.820	2.015

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

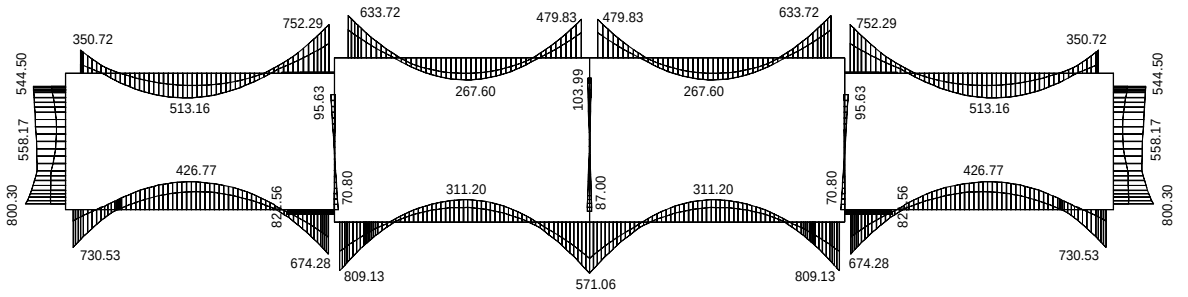
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

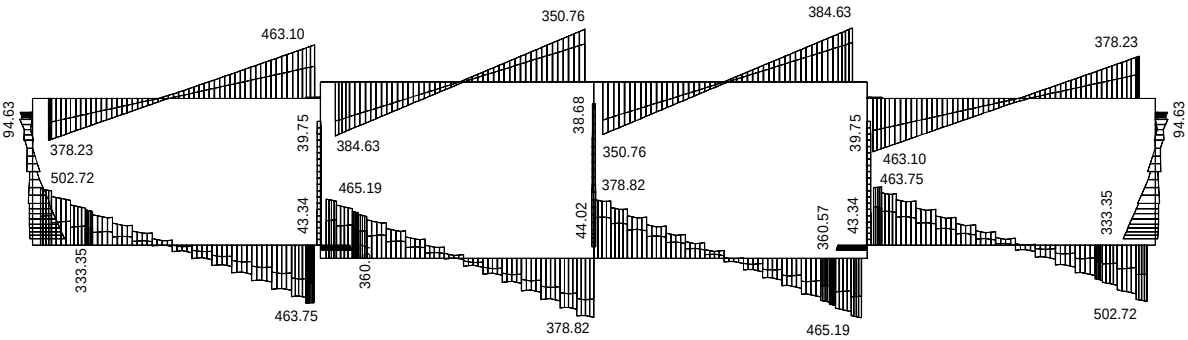
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압		
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有				
				좌측	우측		좌측	우측								
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	

6. 단면력도

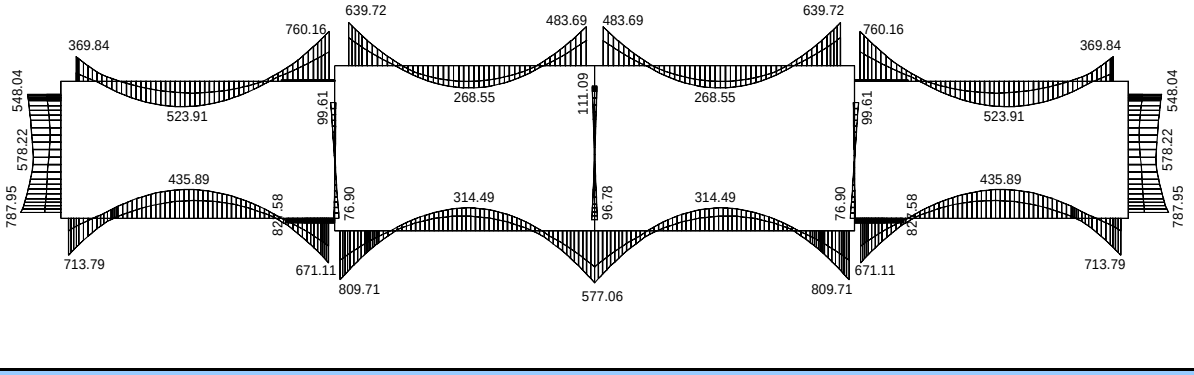
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)



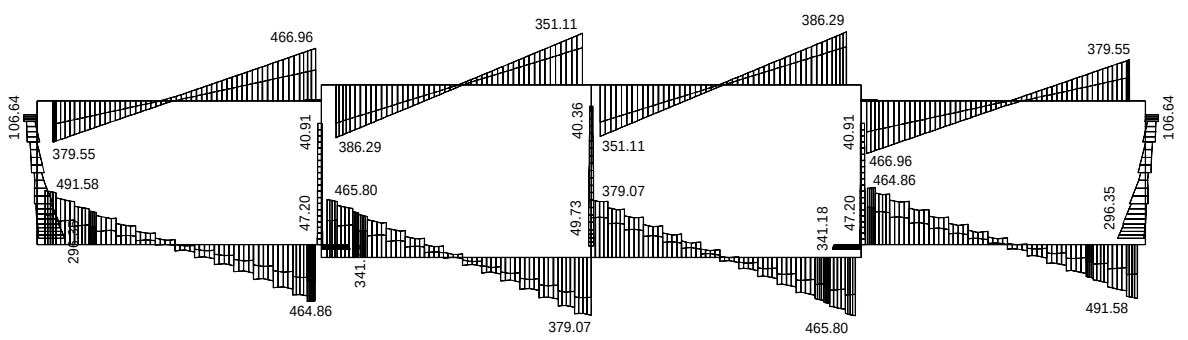
기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 - 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	외측벽체부	105	I[91]	350.720	-	311.040	-
	램프중앙부	143	1/4	510.680	-	-	-
	램프접합부	82	J[105]	752.290	-	346.720	-
	본선접합부	92	I[121]	633.720	-	360.240	-
	본선중앙부	133	1/4	262.630	-	-	-
	중앙벽체부	80	J[133]	479.830	-	299.330	-
하 부 슬래브	외측벽체부	103	I[34]	730.530	-	358.390	-
	램프중앙부	126	3/4	426.400	-	-	-
	램프접합부	78	J[50]	674.280	-	364.180	-
	본선접합부	101	I[1]	809.130	-	418.790	-
	본선중앙부	116	J[10]	311.200	-	-	-
	중앙벽체부	76	J[17]	571.060	-	272.950	-
	램프 측구	88	I[37]	108.540	-	315.570	-
	본선 측구	84	I[4]	364.430	-	347.460	-

7.1.2 벽체: 램프

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	107	J[91]	544.500	426.170	59.490	
		P_{max}	107	I[88]	535.200	442.080	59.490	
	중앙 부모멘트	M_{max}	98	I[73]	558.170	532.200	-	
		P_{max}	98	I[73]	558.170	532.200	-	
	하단	M_{max}	79	I[34]	800.300	581.700	274.850	
		P_{max}	79	I[34]	800.300	581.700	274.850	
연결부 벽체	상단	M_{max}	97	J[105]	95.630	920.990	40.500	
		P_{max}	97	I[86]	95.590	927.560	40.500	
	중앙	M_{max}	109	J[78]	30.120	941.910	41.970	
		P_{max}	109	I[75]	8.480	949.080	41.970	
	하단	M_{max}	95	I[50]	70.800	962.820	42.690	
		P_{max}	95	I[50]	70.800	962.820	42.690	

7.1.3 벽체 :본선

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	802	449	802.290	449.030	98.610	
		P_{max}	802	449	802.290	449.030	98.610	
	하단	M_{max}	822	524	821.560	523.830	360.570	
		P_{max}	822	524	821.560	523.830	360.570	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	104	685	103.990	684.950	41.070	
		P_{max}	97	698	97.440	697.750	41.070	
	중앙	M_{max}	97	698	97.440	697.750	-	
		P_{max}	21	727	20.530	726.510	-	
	하단	M_{max}	87	769	87.000	768.800	43.380	
		P_{max}	87	769	87.000	768.800	43.380	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	외측벽체부	105	I[91]	369.840	-	312.780	-
	램프중앙부	143	1/4	521.960	-	-	-
	램프접합부	82	J[105]	760.160	-	350.530	-
	본선접합부	92	I[121]	639.720	-	361.920	-
	본선중앙부	133	1/4	263.360	-	-	-
	중앙벽체부	80	J[133]	483.690	-	299.820	-
하 부 슬래브	외측벽체부	103	I[34]	713.790	-	349.990	-
	램프중앙부	126	3/4	435.380	-	-	-
	램프접합부	78	J[50]	671.110	-	365.580	-
	본선접합부	101	I[1]	809.710	-	419.400	-
	본선중앙부	116	J[10]	314.490	-	-	-
	중앙벽체부	76	J[17]	577.060	-	273.400	-
	램프 측구	88	I[37]	106.650	-	307.940	-
	본선 측구	84	I[4]	364.340	-	348.140	-

8.1.2 벽체 : 램프

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	상단	M_{max}	107	J[91]	548.040	427.210	73.370	
		P_{max}	107	I[88]	532.710	444.810	73.370	
	중앙 부모멘트	M_{max}	98	I[73]	578.220	523.540	-	
		P_{max}	98	I[73]	578.220	523.540	-	
	하단	M_{max}	79	I[34]	787.950	570.140	248.740	
		P_{max}	79	I[34]	787.950	570.140	248.740	
연결부 벽체	상단	M_{max}	97	J[105]	99.610	921.810	42.220	
		P_{max}	97	I[86]	99.570	928.390	42.220	
	중앙	M_{max}	109	J[78]	31.310	942.730	44.800	
		P_{max}	109	I[75]	9.370	949.900	44.800	
	하단	M_{max}	95	I[50]	76.900	963.650	46.060	
		P_{max}	95	I[50]	76.900	963.650	46.060	

8.1.3 벽체 : 본선

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	798	452	798.300	452.010	112.140	
		P_{max}	798	452	798.300	452.010	112.140	
	하단	M_{max}	828	525	827.580	524.620	341.180	
		P_{max}	828	525	827.580	524.620	341.180	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	111	685	111.090	684.950	44.560	
		P_{max}	104	698	104.260	697.750	44.560	
	중앙	M_{max}	104	698	104.260	697.750	-	
		P_{max}	22	727	22.290	726.510	-	
	하단	M_{max}	97	769	96.780	768.800	48.620	
		P_{max}	97	769	96.780	768.800	48.620	

국회대로 지하차도

STA.0+509.000

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 처짐검토
16. 지지력검토
17. 신축이음부 검토
18. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 2.000 m	GL -1.000m	퇴적층(모래)	28MPa	지반조사보고서 참고

(실제토피 H = 1.913 m)

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	E_c = 8,500 x $\sqrt[3]{(\ fck + 4\ )}$ =	26702 MPa
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 13.500 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

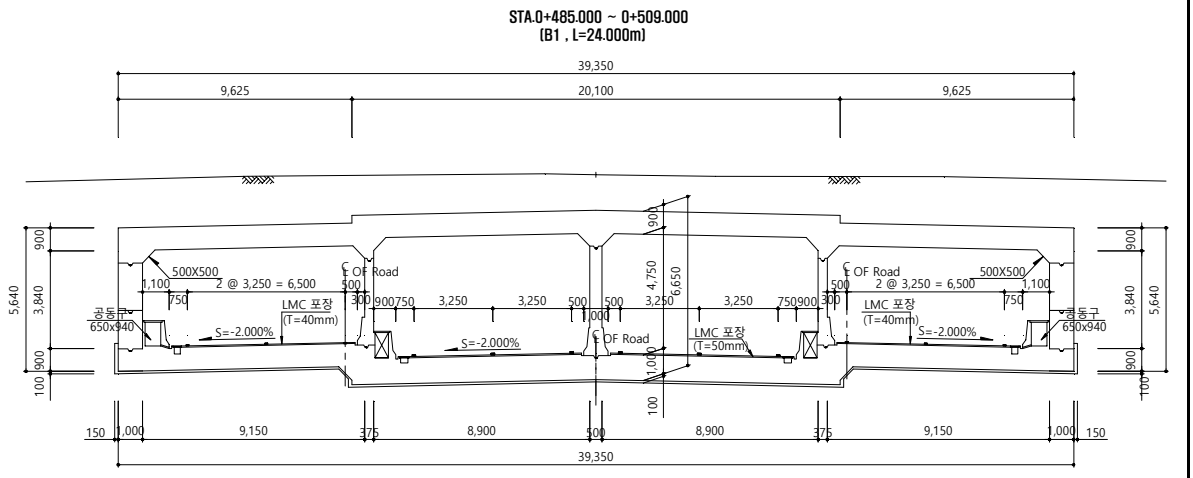
1.9 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

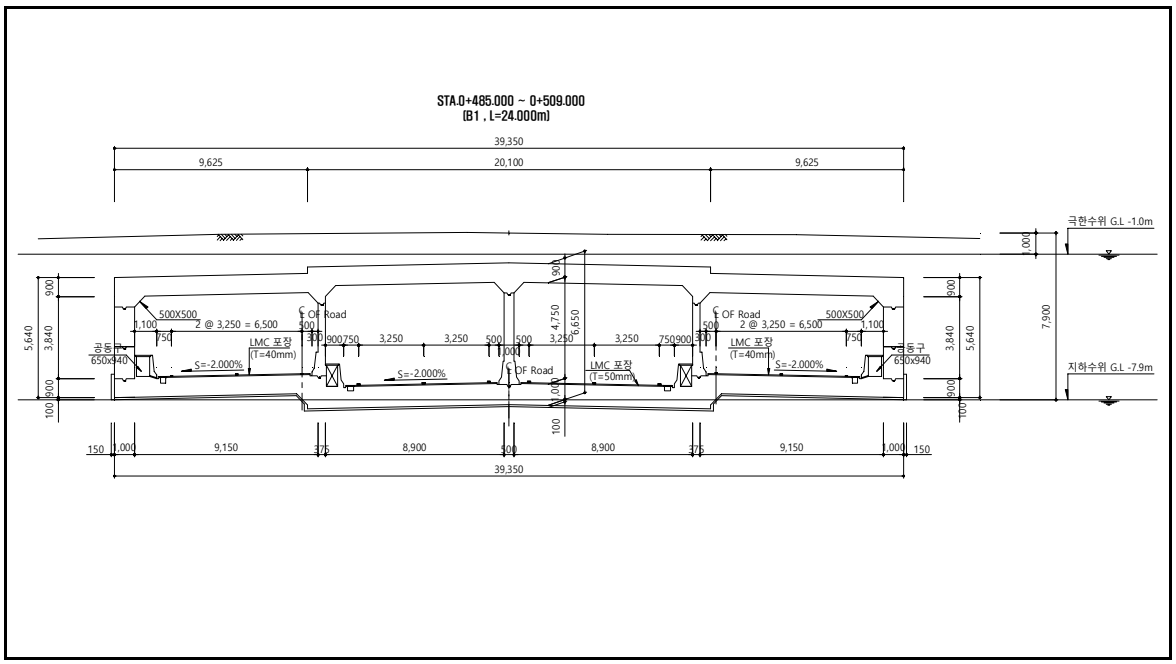
1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정


STA.0+485.000 ~ 0+509.000
(B1 , L=24.000m)
39,350
9,625
20,100
9,625
900
5,640
3,840
900
100
500X500
2 @ 3,250 = 6,500
1,100
750
500
℄ OF Road
300
900
750
3,250
3,250
500
1,000
3,250
750
900
300
500
2 @ 3,250 = 6,500
500X500
1,100
750
LMC 포장
(T=40mm)
S=-2.000%
S=-2.000%
LMC 포장
(T=50mm)
S=-2.000%
LMC 포장
(T=40mm)
배수구
650x940
배수구
650x940
4,750
6,650
1,000
100
150
1,000
9,150
375
8,900
500
8,900
375
9,150
1,000
150
39,350

3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	192.500	1,360.213	지하수위를 3.142m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -7.9m)	96.681	4,439.571	F.S = 45.920 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	2,709.521	4,457.183	F.S = 1.645 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토(상부슬래브 폐합전 단면 검토)

3.2.1 굴착고 : 7.640 m

3.2.2 부력 작용폭 : 39.350 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 19.250 m = 192.500 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 20.100 m = 201.000 Hw kN/m

= 393.500 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

3.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 1360.213 + 0.000 + 0.000 = 1360.213 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 램프 하부슬래브

(0.900 × 19.250)× 25.000 = 433.125 kN/m

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 2 EA × 25.000 = 6.250 kN/m

② 풍도슬래브

(0.000 × 17.250)× 25.000 = 0.000 kN/m

③ 벽 체

외측벽체

(1.000 × 3.840)× 2 EA × 25.000 = 192.000 kN/m

접합부 벽체-하단

(0.900 × 0.000)× 2 EA × 25.000 = 0.000 kN/m

접합부 벽체-중간

(1.200 × 0.000)× 2 EA × 25.000 = 0.000 kN/m

④ 방호벽

중앙부 방호벽

(0.050 + 0.130)× 1/2 × 0.750 × 24.50 × 2 EA = 3.308 kN/m

(0.130 + 0.250)× 1/2 × 0.175 × 24.50 × 2 EA = 1.629 kN/m

(0.250 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 24.50 × 2 EA = 0.766 kN/m

공동구 방호벽

(0.100 + 0.180)× 1/2 × 0.750 × 24.50 × 2 EA = 5.145 kN/m

(0.180 + 0.300)× 1/2 × 0.175 × 24.50 × 2 EA = 2.058 kN/m

(0.300 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 24.50 × 2 EA = 0.919 kN/m

소 계 = 645.200 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 본선 하부슬래브

(1.100 × 20.100)× 25.000 = 552.750 kN/m

② 풍도슬래브

(0.000 × 20.100)× 25.000 = 0.000 kN/m

③ 벽 체

외측 벽체

(1.000 × 0.000)× 2 EA × 25.000 = 0.000 kN/m

접합부 벽체

(0.375 × 4.750)× 2 EA × 25.000 = 89.063 kN/m

중앙부 벽체

(0.500 × 4.750)× 1 EA × 25.000 = 59.375 kN/m

④ 방호벽

중앙부 방호벽

(0.050 + 0.130)× 1/2 × 0.750 × 24.50 × 2 EA = 3.308 kN/m

(0.130 + 0.250)× 1/2 × 0.175 × 24.50 × 2 EA = 1.629 kN/m

(0.250 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 24.50 × 2 EA = 0.766 kN/m

공동구 방호벽

(0.100 + 0.180)× 1/2 × 0.750 × 24.50 × 2 EA = 5.145 kN/m

(0.180 + 0.300)× 1/2 × 0.175 × 24.50 × 2 EA = 2.058 kN/m

(0.300 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 24.50 × 2 EA = 0.919 kN/m

소 계 = 715.013 kN/m

TOTAL = 1360.213 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{1360.213}{393.500\ Hw} \geq 1.1 \Rightarrow H \leq 3.142\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 3.142m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (지하수위 : G.L-7.9m)

3.3.1 굴착고 : 7.640 m

3.3.2 부력 작용폭 : 39.350 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 0.000 × 19.250 = 0.000 KN/m

10.000 × 0.481 × 20.100 = 96.681 KN/m

= 96.681 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 2270.588 + 2155.152 + 13.831 = 4439.571 KN/m

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 645.200 KN/m

② 램프 상부 슬래브

(0.900 × 19.250)× 25.000 = 433.125 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 2 EA × 25.000 = 6.250 kN/m

소 계 = 1084.575 KN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 715.013 KN/m

② 램프 상부 슬래브

(0.900 × 20.100)× 25.000 = 452.250 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 6 EA × 25.000 = 18.750 kN/m

소 계 = 1186.013 KN/m

TOTAL = 2270.588 KN/m

(3) W3 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 19.250)× 23.000 = 199.238 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (1.550 × 19.250)× 19.000 = 566.913 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 19.250)× 20.000 = 0.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (1.000 × 20.100)× 19.000 = 381.900 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.500 × 20.100)× 20.000 = 201.000 kN/m

④ 화단 상재토

화단 메움토 : (2.000 × 20.100)× 19.000 = 763.800 kN/m

(2.000 × 0.000)× 19.000 = 0.000 kN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 39.350)× 21.500 = 42.301 kN/m

TOTAL = 2155.152 KN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 2.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

$= 2 \times 0.0 \times 0.000 + 0.500 \times (19.0 \times 2.000^2 + 10.0 \times 0.000^2$

$+ 2 \times 19.0 \times 2.000 \times 0.000) \times \tan 20^\circ = 13.831$ kN/m

3.3.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{4439.571}{96.681} = 45.920 \geq 1.200 \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 완공후 부력 검토 (극한수위 : G.L - 1.000 m)

3.4.1 굴착고 : 7.640 m

3.4.2 부력 작용폭 : 39.350 m

3.4.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 6.640 × 19.250 = 1278.200 KN/m

10.000 × 7.121 × 20.100 = 1431.321 KN/m

= 2709.521 KN/m

3.4.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 2270.588 + 2174.402 + 12.193 = 4457.183 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 실수위시 부력검토 구체자중 = 2270.588 KN/m

TOTAL = 2270.588 kN/m

(2) W_2 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 19.250)× 23.000 = 199.238 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (0.550 × 19.250)× 19.000 = 201.163 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (1.000 × 19.250)× 20.000 = 385.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (1.000 × 20.100)× 19.000 = 381.900 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.500 × 20.100)× 20.000 = 201.000 kN/m

④ 화단 상재토

화단 메움토 : (2.000 × 20.100)× 19.000 = 763.800 kN/m

(2.000 × 0.000)× 19.000 = 0.000 kN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 39.350)× 21.500 = 42.301 kN/m

TOTAL = 2174.402 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 1.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 1.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 30.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 1.000 ² + 10.0 × 1.000 ²

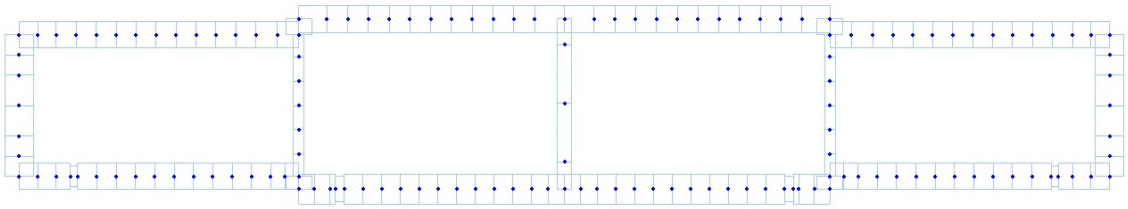
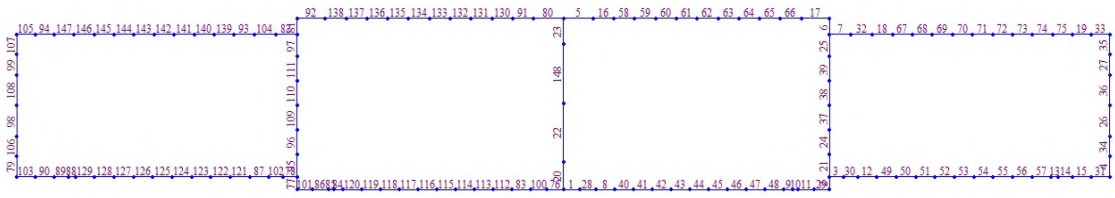
+ 2 × 19.0 × 1.000 × 1.000)× tan 20° = 12.193 kN/m

3.4.5 안정검토

$F_s = \frac{R}{U} = \frac{4457.183}{2709.521} = 1.645 \geq 1.050$ ∴ O.K

4. 해석모델링

4.1 Modeling

모델링

절점번호
부재번호


4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	0.900	0.900	0.0607500	램프 상부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 상부슬래브
	3	1.000	0.900	0.900	0.0607500	램프 하부슬래브
	4	1.000	1.000	1.000	0.0833333	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	1.000	1.000	0.0833333	램프 외측 벽체
	2	0.800	0.300	0.240	0.0018000	접합부 벽체
	3	1.000	0.900	0.900	0.0607500	접합부 상하벽체
	4	1.000	0.500	0.500	0.0104167	본선 중앙벽체

4.3 강역산정

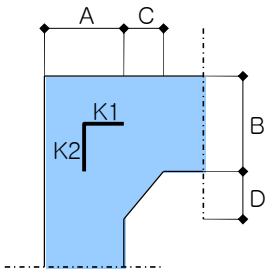
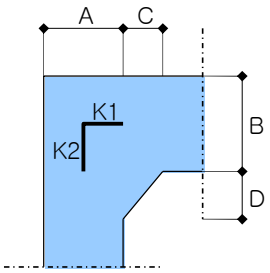
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

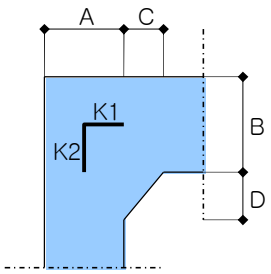
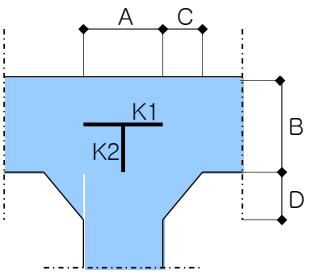
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

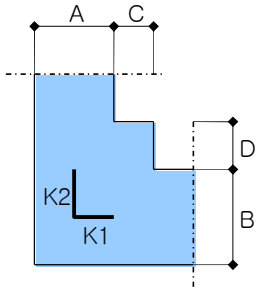
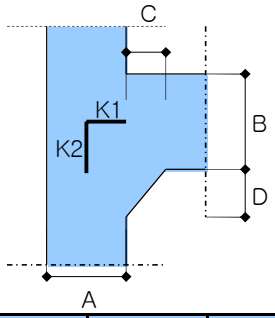
CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

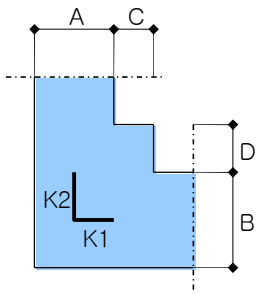
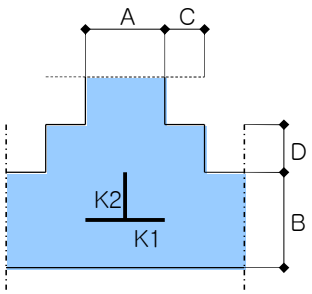
CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

2) 강역설정

구분	(단부)			(접합부)		
상부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	1.000	m	A	0.300	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.550	m	K1	0.200	m
	K2	0.450	m	K2	0.800	m

구분	(단부)			(중앙부)		
상부슬래브 본선						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.900	m	A	0.500	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.500	m	K1	0.300	m
	K2	0.500	m	K2	0.700	m

구분	(단부)				
하부슬래브 램프					
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	1.000	m	A	0.900	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C		m	C		m
	D		m	D		m
	Θ1		°	Θ1		°
	Θ2		°	Θ2		°
	K1	0.275	m	K1	0.225	m
	K2	0.200	m	K2	0.225	m

구분	(단부)			(중앙부)		
하부슬래브 본선						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.900	m	A	0.500	m
	B	1.000	m	B	1.000	m
	C		m	C		m
	D		m	D		m
	Θ1		°	Θ1		°
	Θ2		°	Θ2		°
	K1	0.200	m	K1		m
	K2	0.275	m	K2	0.375	m

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = (1 / 0.3)·α·E_0

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(19.25 × 19.25) = 19.25 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (19.25 / 0.3) $^{-3/4}$ = 16,467 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(1.0000 + 0.6500) / 2 × 16,467	=	13,585	34 67
2	(0.6500 + 0.6500) / 2 × 16,467	=	10,704	35 66
3	(0.6500 + 0.5000) / 2 × 16,467	=	9,469	36 65
4	(0.2500 + 0.2500) / 2 × 16,467	=	4,117	37 64
5	(0.2500 + 0.6800) / 2 × 16,467	=	7,657	38 63
6	(0.6800 + 0.6800) / 2 × 16,467	=	11,198	39 to 47, 54 to 62
7	(0.6800 + 0.4940) / 2 × 16,467	=	9,666	48 53
8	(0.4940 + 0.4940) / 2 × 16,467	=	8,135	49 52

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3)\cdot\alpha\cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(20.10 × 20.10) = 20.10 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (20.10 / 0.3) $^{-3/4}$ = 15,942 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.9000 + 0.5430) / 2 × 15,942	=	11,502	1 33
2	(0.5430 + 0.5430) / 2 × 15,942	=	8,656	2 32
3	(0.5430 + 0.2000) / 2 × 15,942	=	5,922	3 31
4	(0.2000 + 0.3000) / 2 × 15,942	=	3,985	4 30
5	(0.3000 + 0.6600) / 2 × 15,942	=	7,652	5 29
6	(0.6600 + 0.6600) / 2 × 15,942	=	10,522	6 TO 14, 20 TO 28
7	(0.6600 + 0.5750) / 2 × 15,942	=	9,844	15 19
8	(0.5750 + 0.5750) / 2 × 15,942	=	9,167	16 TO 18

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

6.2 활하중 ····· LC02~07

(1) 노면 활하중

도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB24 기준)

$D/B_0 \geqq 0.5$		
토피고(D, m)	노면활하중(Pvl, kN/m^2)	비 고
1.0	39.000	* 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용.
1.5	25.000	
2.0	18.000	
2.5	14.000	
3.0	11.000	
3.5이상	10.000	

D/B0 < 0.5		
D/B0	Pvl × D, kN/m2	비 고
0.1	17.000	* D/B0의 중간 값은, Pvl × D의 상위값을 적용 *D/B0 중노면활하중(Pvl)은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.000	
0.3	33.000	
0.4이상	36.000	

D/B_0 = 2.000 / 9.625 = 0.208

노면활하중 Pvl = 13.500 kN/㎡

노면활하중에 의한 측압 (hl) = 13.500 × 0.500 = 6.75 kN/㎡

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (W_{L1}) ∴ W_{L1} = **13.500** kN/m^2

② 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 13.500 × 0.500 ∴ W_{L2} = **6.750** kN/m^2

(2) 차량 활하중 직접재하 (본선부)

활하중 차로 수(도로교 설계기준(2010) 표 2.1.3)

W_c의 범위(m)	N	W_c의 범위(m)	N
6.0≤ W_c < 9.1	2	23.8≤ W_c < 27.4	7
9.1≤ W_c < 12.8	3	27.4≤ W_c < 31.1	8
12.8≤ W_c < 16.4	4	31.1≤ W_c < 34.7	9
16.4≤ W_c < 20.1	5	34.7≤ W_c < 38.4	10
20.1≤ W_c < 23.8	6		

- 토피고가 1m이하로 차량하중이 직접 재하했을 경우에 대해서 검토
- 계산지간 L = 0.900 / 2 + 8.900 + 0.500 / 2 = 9.600 m
- 교폭 W_c = 9.600 m -> N = 3
- 3차로 동시 재하시 활하중 감소율 90% 적용
- 충격계수 I = 15 / (40 + 9.600) = 0.302 > 0.300 ∴ 0.300 적용

① 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우

- 상부슬래브와 차량접기면간 이격거리 = 0.080 + 0.870 + 0.050 = 1.000 m
- 차륜의 접지길이 a = 0.200 m
- 차륜하중 분포폭 E = 0.200 + 2 x 1.000 x tan45° = 2.200 m

- P_{r1} = 96.000 x (1 + 0.300) x 90% / 2.200 = 51.000 kN/m (DB-24)
- P_{r2} = 72.000 x (1 + 0.300) x 90% / 2.200 = 38.000 kN/m (DB-18)
- P_{r3} = 54.000 x (1 + 0.300) x 90% / 2.200 = 29.000 kN/m (DB-13.5)

② 주철근이 차량진행방향에 평행한 경우

- 차륜하중 분포폭 E = 1.200 + 0.060 x 9.600 = 1.776 m ≤ 2.100 m

∴ 1.776 m 적용

1 차선 재하시

Ea = 1.800 x 1 + 1.200 x 0 + 1.776 = 3.576 m

Pf = 2 x 24.000 x (1 + 0.300) / 3.576 x 100% = 17.450 kN/m

Pr = 2 x 96.000 x (1 + 0.300) / 3.576 x 100% = 69.799 kN/m

2 차선 재하시

Ea = 1.800 x 2 + 1.200 x 1 + 1.776 = 6.576 m

Pf = 4 x 24.000 x (1 + 0.300) / 6.576 x 100% = 18.978 kN/m

Pr = 4 x 96.000 x (1 + 0.300) / 6.576 x 100% = 75.912 kN/m

3 차선 재하시

Ea = 1.800 x 3 + 1.200 x 2 + 1.776 = 9.576 m

Pf = 6 x 24.000 x (1 + 0.300) / 9.576 x 90% = 17.594 kN/m

Pr = 6 x 96.000 x (1 + 0.300) / 9.576 x 90% = 70.376 kN/m

∴ 2 차선 재하시 적용

6.3 토압 (연직하중 - 지하수가 없을 경우) LC8

① 상부슬래브 : 본선(화단부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.080	×	23.00	=	1.840 kN/m²
· 수목하중	:				=	0.000 kN/m² (교차로구간, 수목하중 X)
· 토 사	:	0.870	×	19.00	=	16.530 kN/m²
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m²
				∴ Total W_{D4} =		19.445 kN/m²

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350 kN/m²
· 토 사	:	1.500	×	19.00	=	28.500 kN/m²
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m²
				∴ Total W_{D4} =		39.925 kN/m²

6.4 토압 (연직하중 - 지하수가 있는 경우 : GL -1.000 m) ····· LC9

① 상부슬래브 : 본선(화단부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.080	×	23.00	=	1.840	kN/m^2	
· 수목하중	:				=	0.000	kN/m^2	(교차로구간, 수목하중 X)
· 흙 (지하수위 이상)	:	0.870	×	19.00	=	16.530	kN/m^2	
· 흙 (지하수위 이하)	:	0.000	×	10.00	=	0.000	kN/m^2	
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2	
				∴ Total W_{D5} =		**19.445**	kN/m^2	

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	0.550	×	19.00	=	10.450	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	0.950	×	10.00	=	9.500	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
				∴ Total W_{D5} =		**31.375**	kN/m^2

6.5 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.45 × 23.00 + (1.05 + 0.90 / 2) × 19.0] = **19.425** kN/m^2

· W_{h2} = 19.425 + 0.500 × [0.530 x 19.0] = **24.460** kN/m^2

· W_{h3} = 24.460 + 0.500 × [4.740 x 19.0] = **69.490** kN/m^2

· W_{h4} = 69.490 + 0.500 × [0.430 x 19.0] = **73.575** kN/m^2

6.6토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.45 × 23.00 + 0.55 × 19.00 + (0.50 + 0.90 / 2) × 10.0] = **15.150** kN/m^2

· W_{h2} = 15.150 + 0.500 × [0.530 x 10.0] = **17.800** kN/m^2

· W_{h3} = 17.800 + 0.500 × [4.740 x 10.0] = **41.500** kN/m^2

· W_{h4} = 41.500 + 0.500 × [0.430 x 10.0] = **43.650** kN/m^2

6.7 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 상부슬래브 : 본선(화단부)

· W_{W1} = (0.00 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **0.000** kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· W_{W1} = (0.95 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **9.500** kN/m^2

② 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{W1} = (1.50 + 6.650 - 1.00) × 10.0 = **71.500** kN/m^2

④ 램프, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{W1} = (2.00 + 5.640 - 1.00) × 10.0 = **66.400** kN/m^2

6.8 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

- W_{w1} = (1.50 − 1.00 + 0.90 / 2) × 10.0 = **9.500** kN/m²
- W_{w2} = 9.500 + (0.530) x 10.0 = **14.800** kN/m²
- W_{w3} = 14.800 + (4.740) x 10.0 = **62.200** kN/m²
- W_{w4} = 62.200 + (0.430) x 10.0 = **66.500** kN/m²

6.9 건조수축 : − 15℃ (상부슬래브만 재하) ····· LC14

건조수축률 ε = 0.00015

온도선팽창계수 α = 0.00001

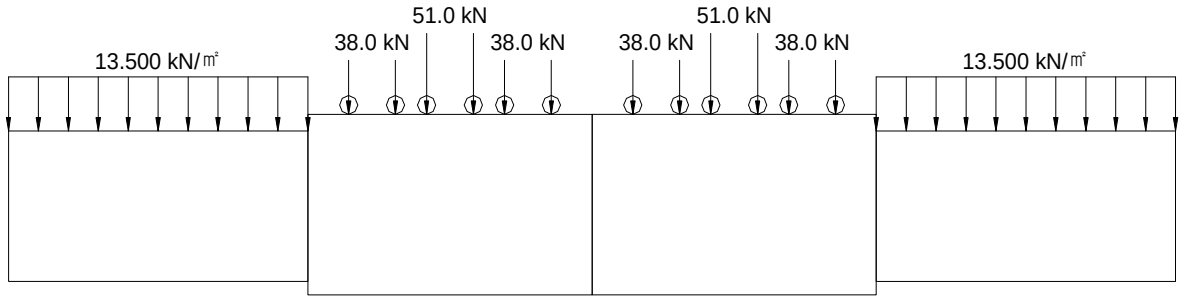
7. 하중재하도

LC1. 고정하중(자중)

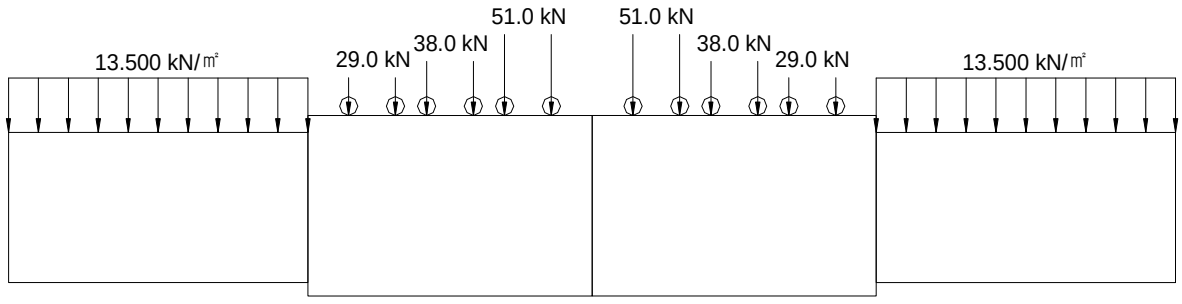
프로그램내에서 자동 계산

LC2. 활하중(연직하중 만재하시)

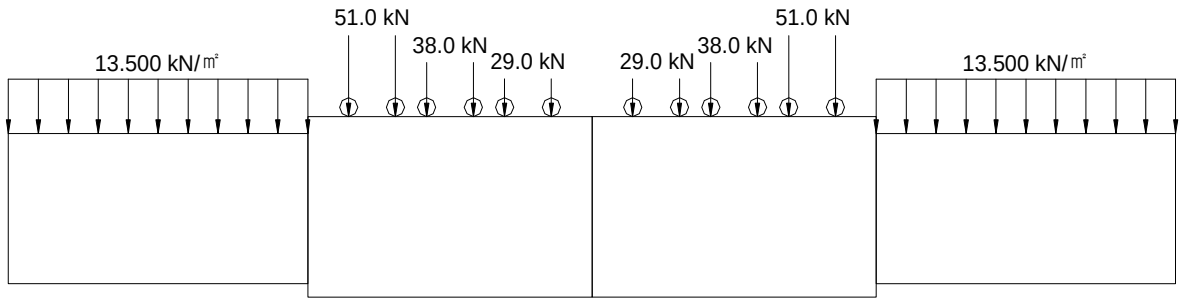
TYPE-1



TYPE-2

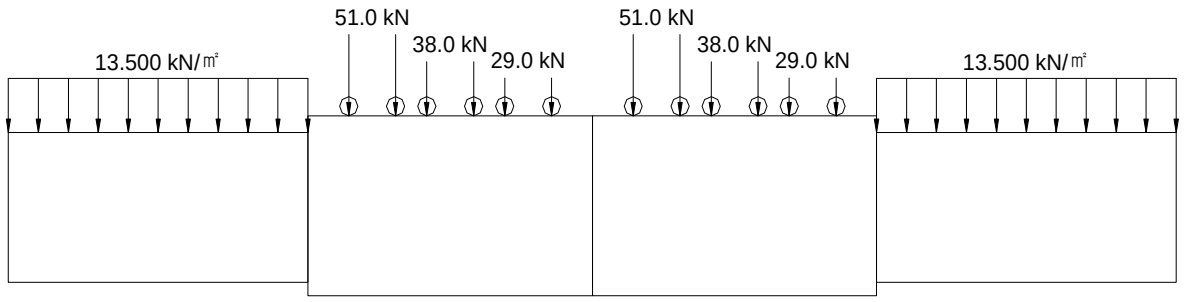


TYPE-3

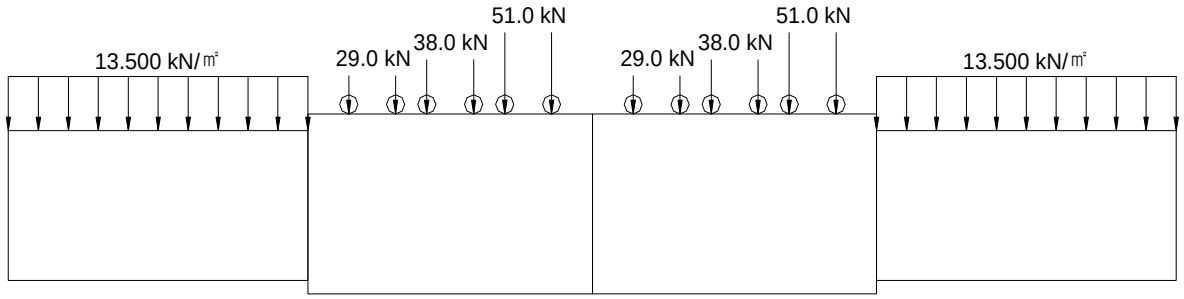


LC2. 활하중(연직하중 만재하시)

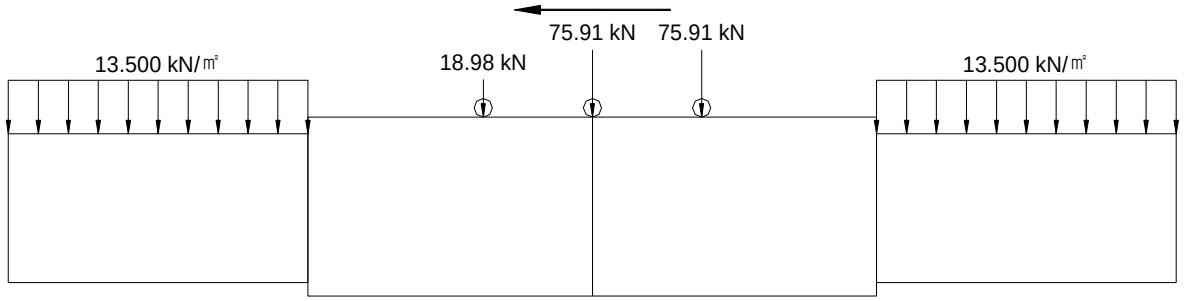
TYPE-4



TYPE-5

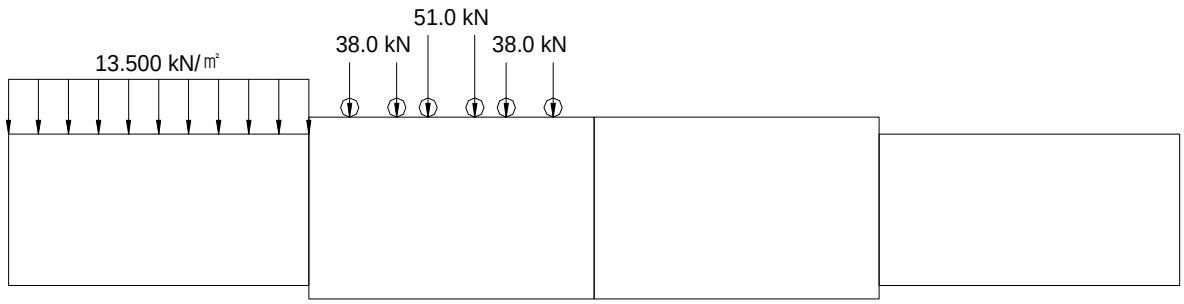


TYPE-6

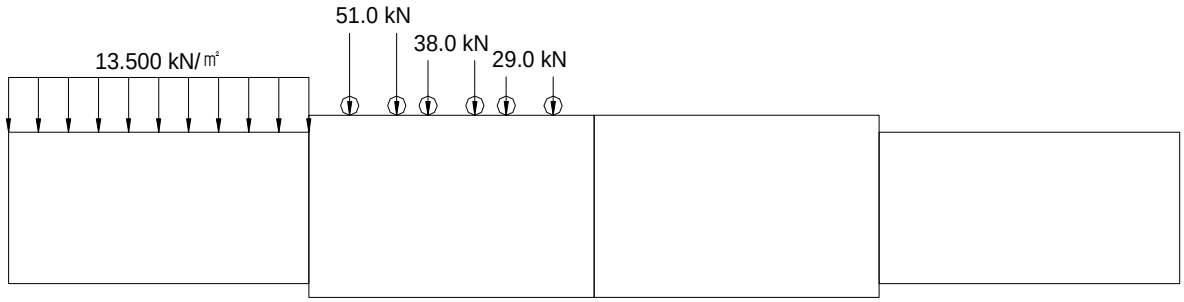


LC3. 활하중(연직하중 좌측편재하시)

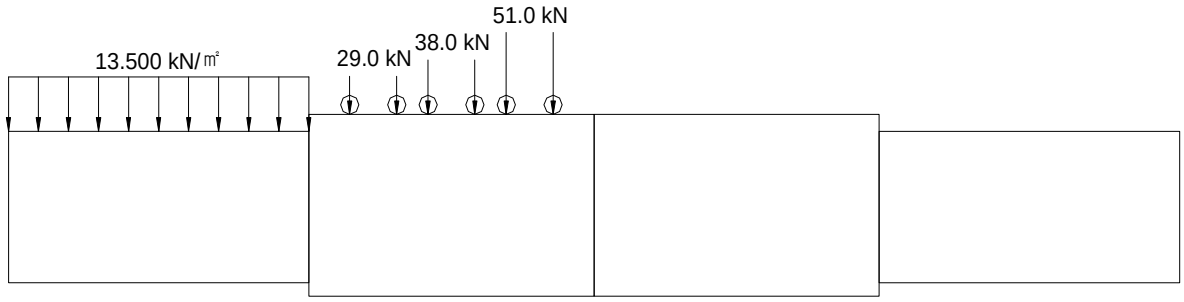
TYPE-1



TYPE-2

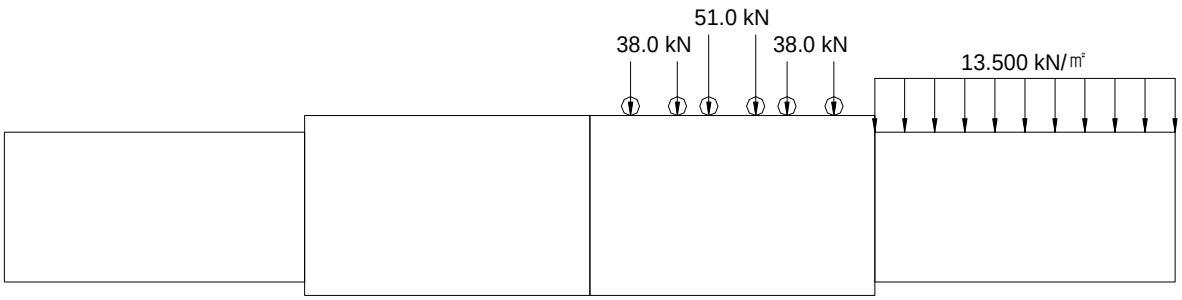


TYPE-3

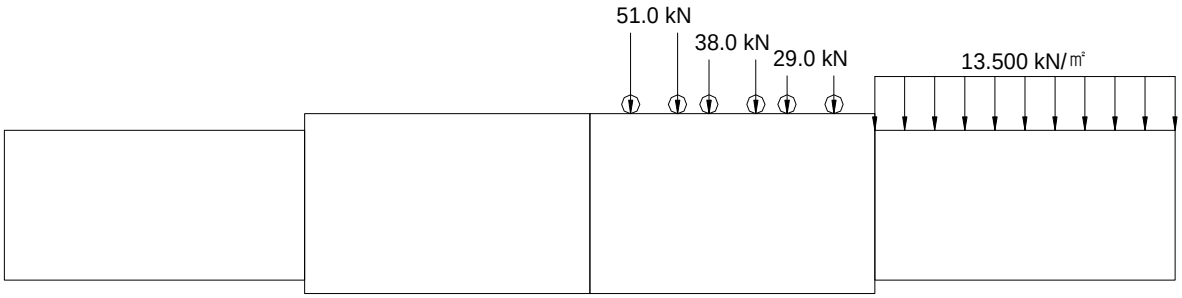


LC4. 활하중(연직하중 우측편재하시)

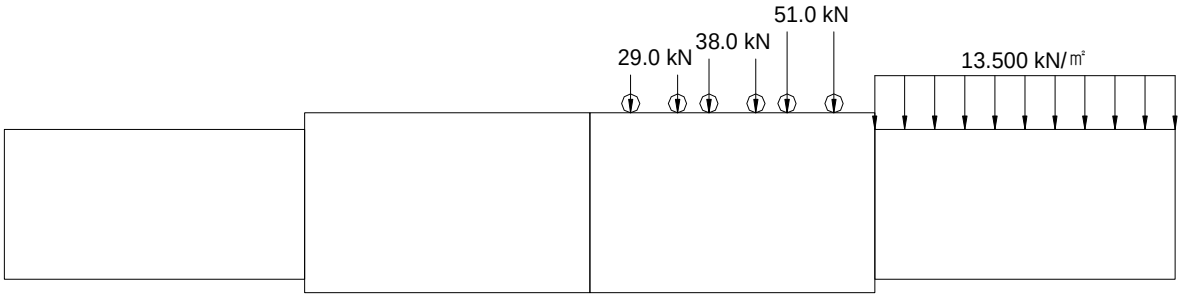
TYPE-1



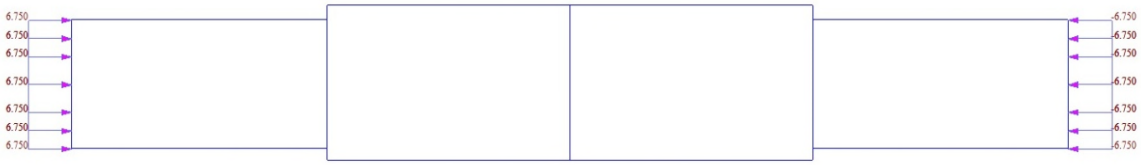
TYPE-2



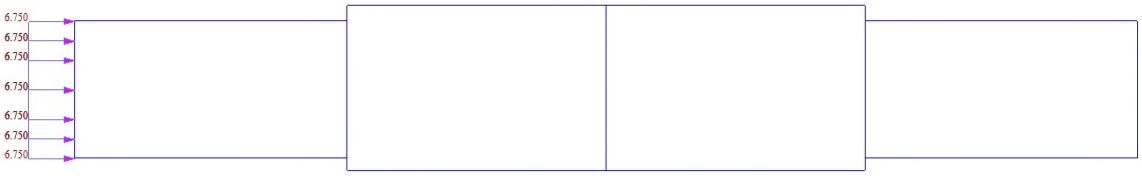
TYPE-3



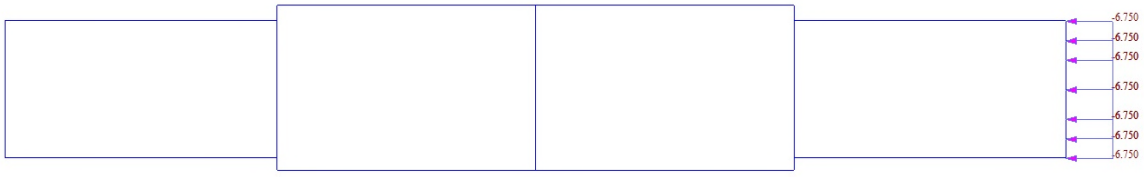
LC5. 활하중(수평하중 만재하시)



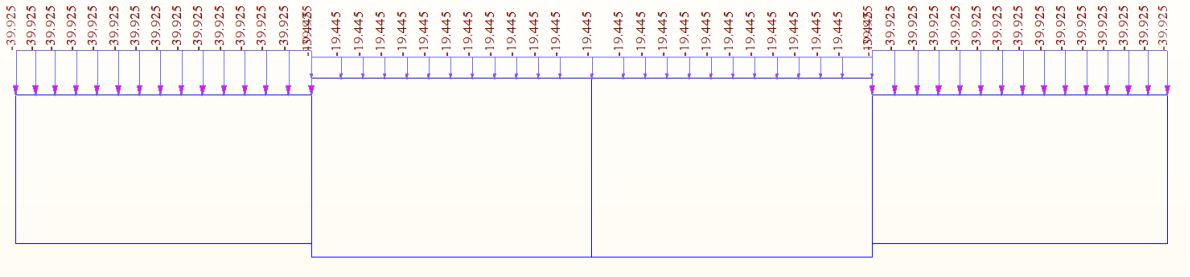
LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)



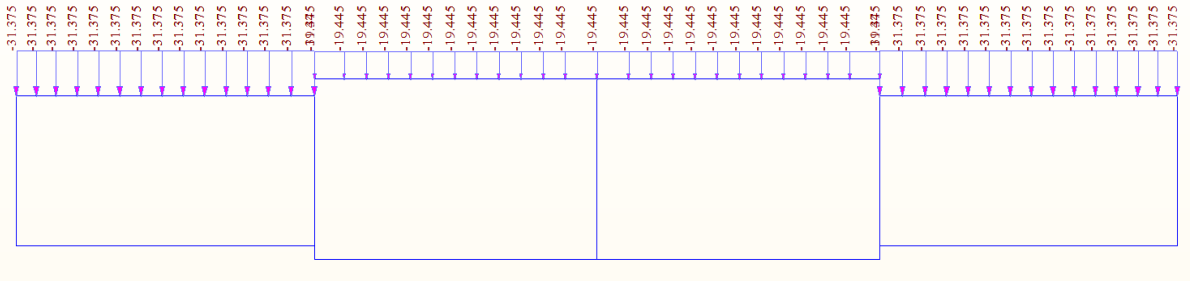
LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)



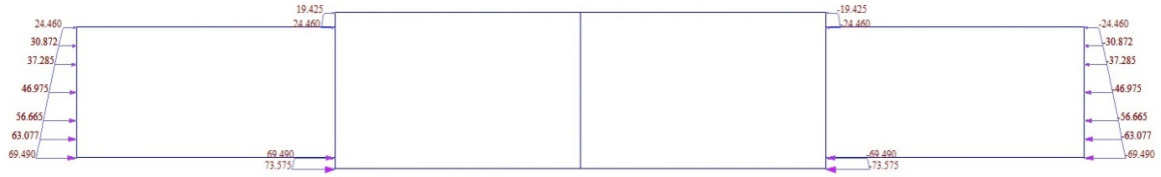
LC8. 토압(연직하중 지하수無)



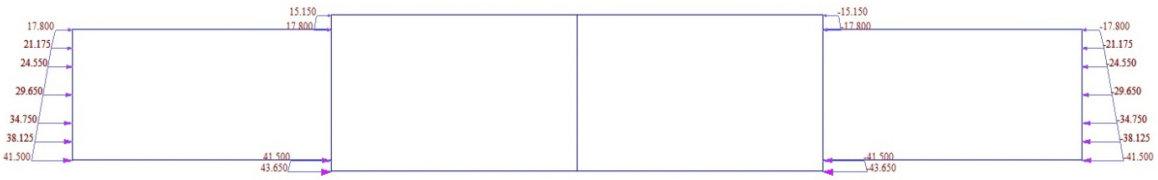
LC9. 토압(연직하중 지하수有)



LC10. 토압(수평하중 지하수無)

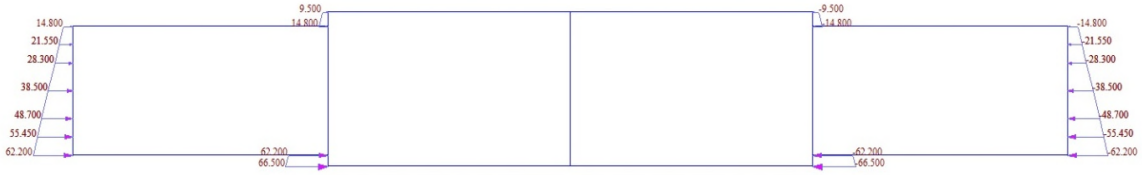


LC11. 토압(수평하중 지하수有)

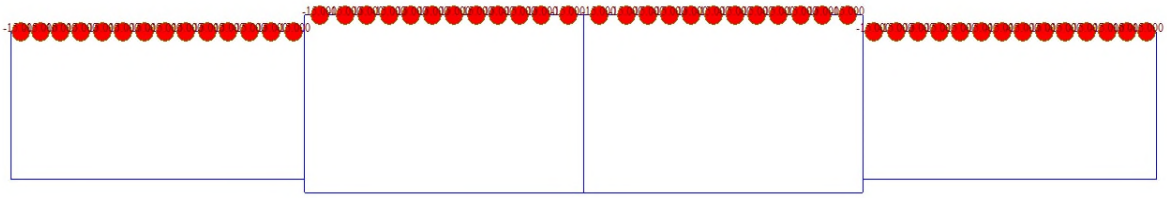


LC12. 수압(연직하중)

LC13. 수압(수평하중)



LC14. 건조수축하중



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, $\alpha_H = 1.0$

h > 2.0 m 에 대해서, $\alpha_H = 1.05 - 0.025h \geq 0.875$

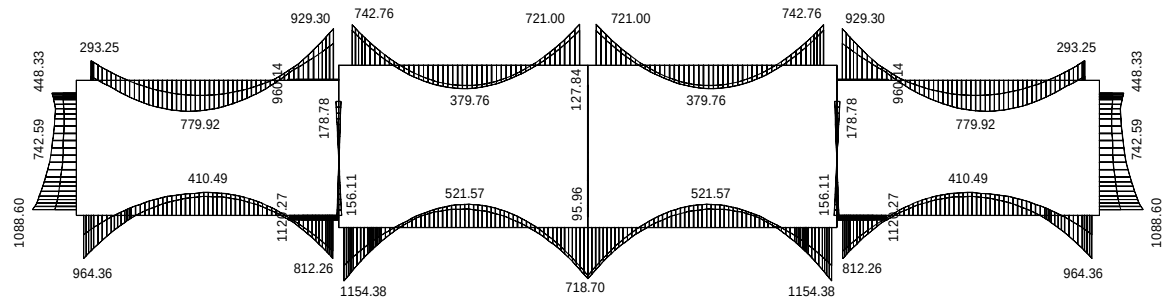
적용토피 = 2.000 m $\alpha_H = 1.05 - 0.025 \times 2.00$

$= 1 \geq 0.875$ $\therefore \alpha_H = 1$

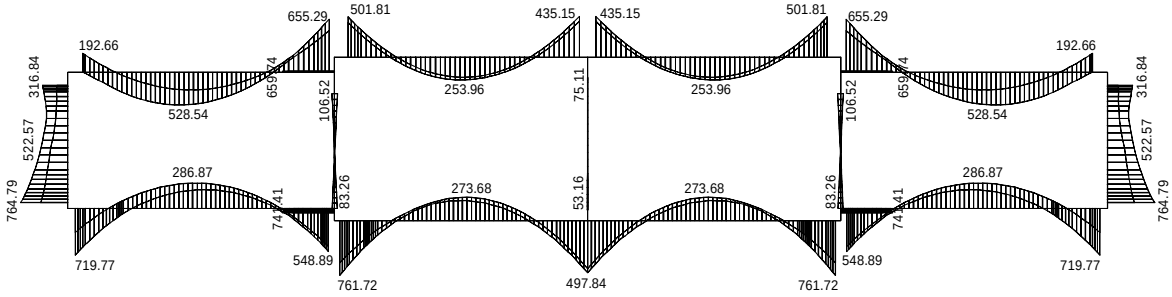
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압		
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有				
				좌측	우측		좌측	우측								
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.60		1.60				1.20	
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.60		1.60				1.20	
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.60		1.60				1.20	
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.60		0.80				1.20	
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.60		0.80				1.20	
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.60		0.80				1.20	
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60					
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60					
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00	
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00	
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00	
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00	
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00	
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00	
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00					
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00					
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		

9. 단면력도

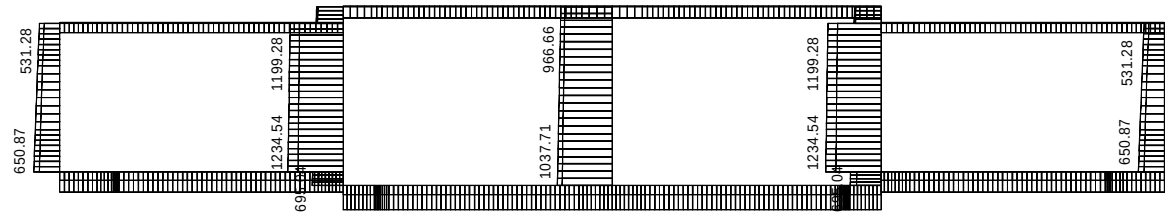
계수하중 - 모멘트도(B.M.D)



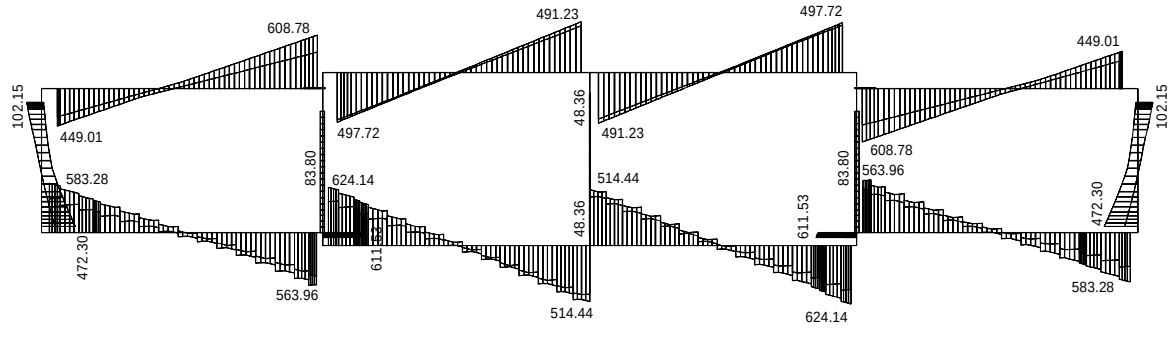
사용하중 - 모멘트도(B.M.D)



계수하중 - 축력도(A.F.D)



계수하중 - 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 상부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(ko.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
상 부 슬래브	외측벽체부	293.250		363.900	192.660	369.840		312.780	369.840	-	363.900	192.660	지진시	상시
	램프중앙부	779.920		0.000	528.540	521.960		0.000	779.920	-	0.000	528.540	상시	상시
	램프접합부	929.300		459.780	655.290	760.160		350.530	929.300	-	459.780	655.290	상시	상시
	본선접합부	742.760		469.670	501.810	639.720		361.920	742.760	-	469.670	501.810	상시	상시
	본선중앙부	379.760		0.000	253.960	263.360		0.000	379.760	-	0.000	253.960	상시	상시
	중앙벽체부	721.000		425.820	435.150	483.690		299.820	721.000	-	425.820	435.150	상시	상시

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	외측벽체부	1025.160	-	435.150	719.770	730.530	-	358.390	1025.160	-	435.150	719.770	상시	상시
	램프중앙부	410.490	-	0.000	286.220	435.380	-	0.000	435.380	-	0.000	286.220	지진시	상시
	램프접합부	812.260	-	428.930	548.890	674.280	-	365.580	812.260	-	428.930	548.890	상시	상시
	본선접합부	1154.380	-	568.540	761.720	809.710	0.000	419.400	1154.380	-	568.540	761.720	상시	상시
	본선중앙부	501.200	-	0.000	273.200	314.490	0.000	0.000	501.200	-	0.000	273.200	상시	상시
	중앙벽체부	718.700	-	360.640	497.840	577.060	0.000	273.400	718.700	-	360.640	497.840	상시	상시
	램프 측구	313.020	-	383.040	211.020	108.540	0.000	315.570	313.020	-	383.040	211.020	상시	상시
	본선 측구	563.130	-	477.850	352.360	364.430	0.000	348.140	563.130	-	477.850	352.360	상시	상시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	448.330	511.420	118.730	316.840	548.040	427.210	73.370	548.040	427.210	118.730	316.840	지진시	상시
		Pmax	426.540	531.280	118.730	316.840	535.200	444.810	73.370	426.540	531.280	118.730	316.840	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	742.590	611.150	0.000	522.570	578.220	532.200	0.000	742.590	611.150	0.000	522.570	상시	상시
		Pmax	742.590	611.150	0.000	522.570	578.220	532.200	0.000	742.590	611.150	0.000	522.570	상시	상시
	하단부	Mmax	1088.600	650.870	393.340	764.790	800.300	581.700	274.850	1088.600	650.870	393.340	764.790	상시	상시
		Pmax	1088.600	650.870	393.340	764.790	800.300	581.700	274.850	1088.600	650.870	393.340	764.790	상시	상시
연결부 벽체	상단부	Mmax	178.780	1192.700	83.800	106.520	99.610	921.810	42.220	178.780	1192.700	83.800	106.520	상시	상시
		Pmax	178.690	1199.280	83.800	106.520	99.570	928.390	42.220	178.690	1199.280	83.800	106.520	상시	상시
	중앙부(+)	Mmax	47.810	1213.620	83.800	29.410	31.310	942.730	44.800	47.810	1213.620	83.800	29.410	상시	상시
		Pmax	25.580	1220.790	83.800	29.410	9.370	949.900	44.800	25.580	1220.790	83.800	29.410	상시	상시
	하단부	Mmax	156.110	1234.540	83.800	83.260	76.900	963.650	46.060	156.110	1234.540	83.800	83.260	상시	상시
		Pmax	156.110	1234.540	83.800	83.260	76.900	963.650	46.060	156.110	1234.540	83.800	83.260	상시	상시

※ 벽체 : 본 선

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	붕괴방지수준			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	960.140	584.900	139.570	405.980	802.290	452.010	112.140	960.140	584.900	139.570	405.980	상시	상시
		Pmax	959.220	584.900	139.570	405.980	802.290	452.010	112.140	959.220	584.900	139.570	405.980	상시	상시
	하단부	Mmax	1120.270	695.040	611.530	741.410	827.580	524.620	360.570	1120.270	695.040	611.530	741.410	상시	상시
		Pmax	1120.270	695.040	611.530	741.410	827.580	524.620	360.570	1120.270	695.040	611.530	741.410	상시	상시
중앙부 벽체	상단부	Mmax	127.840	953.860	48.360	75.110	111.090	684.950	44.560	127.840	953.860	48.360	75.110	상시	상시
		Pmax	119.620	966.660	48.360	75.110	104.260	697.750	44.560	119.620	966.660	48.360	75.110	상시	상시
	중앙부(+)	Mmax	119.620	966.660	0.000	75.110	104.260	697.750	0.000	119.620	966.660	0.000	75.110	상시	상시
		Pmax	27.650	995.410	0.000	75.110	22.290	726.510	0.000	27.650	995.410	0.000	75.110	상시	상시
	하단부	Mmax	95.960	1037.710	48.360	53.160	96.780	768.800	48.620	96.780	768.800	48.620	53.160	지진시	지진시
		Pmax	95.960	1037.710	48.360	53.160	96.780	768.800	48.620	95.960	1037.710	48.620	53.160	상시	지진시

11. 단면 설계 정리

※ 상부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
상부슬래브	외측 벽체부	293.25	192.66	-	369.84	369.84	363.90	737.74		1.00	1.067 / 0.967	0.100	H19@250 + H19@250		1.99	629.16	125.00
	램프 중앙부	779.92	528.54	-	521.96	779.92		834.97		1.00	0.900 / 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		1.07	297.50	125.00
	램프 접합부	929.30	655.29	-	760.16	929.30	459.78	1283.60		1.00	1.067 / 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		1.38	218.45	125.00
	본선 접합부	742.76	501.81	-	639.72	742.76	469.67	1283.60		1.00	1.067 / 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		1.73	352.17	125.00
	본선 중앙부	379.76	253.96	-	263.36	379.76		623.44		1.00	0.900 / 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		1.64	554.39	125.00
	중앙 벽체부	721.00	435.15	-	483.69	721.00	425.82	1283.60		1.00	1.067 / 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		1.78	439.63	125.00

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
하부슬래브	외측 벽체부	1025.16	719.77		730.53	1025.16	435.15	1319.61		1.00	0.900 / 0.800	0.100	H29@250 + H29@250		1.29	197.35	125.00
	램프 중앙부	410.49	286.22		435.38	435.38		834.97		1.00	0.900 / 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		1.92	694.33	125.00
	램프 접합부	812.26	548.89		674.28	812.26	428.93	1053.89		1.00	0.900 / 0.800	0.100	H25@250 + H25@250		1.30	210.34	125.00
	본선 접합부	1154.38	761.72		809.71	1154.38	568.54	1494.34		1.00	1.000 / 0.900	0.100	H29@250 + H29@250		1.29	225.29	125.00
	본선 중앙부	501.20	273.20		314.49	501.20		701.37		1.00	1.000 / 0.920	0.080	H19@250 + H19@250		1.40	588.21	125.00
	중앙 벽체부	718.70	497.84		577.06	718.70	360.64	1191.72		1.00	1.000 / 0.900	0.100	H25@250 + H25@250		1.66	315.72	125.00
	램프 측구	313.02	211.02		108.54	313.02	383.04	938.69	672.98	1.00	0.682 / 0.582	0.100	H29@250 + H29@250	H13@150 - 2EA	3.00	792.63	125.00
	본선 측구	563.13	352.36		364.43	563.13	477.85	1227.00		1.00	0.847 / 0.747	0.100	H29@250 + H29@250		2.18	568.19	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
외측 벽체	상단부 Mmax	448.33	316.84	427.21	548.04	548.04	118.73	#NAME?		1.00	1.167 / 1.067	0.100	H19@250 + H19@250		#NAME?	349.19	125.00
	상단부 Pmax	426.54	316.84	531.28	535.20	426.54	118.73	#NAME?		1.00	1.167 / 1.067	0.100	H19@250 + H19@250		#NAME?	349.19	125.00
	중앙부(-) Mmax	742.59	522.57	611.15	578.22	742.59		#NAME?		1.00	1.000 / 0.900	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	290.53	125.00
	중앙부(-) Pmax	742.59	522.57	611.15	578.22	742.59		#NAME?		1.00	1.000 / 0.900	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	290.53	125.00
	하단부 Mmax	1088.60	764.79	650.87	800.30	1088.60	393.34	#NAME?		1.00	1.000 / 0.900	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	223.46	125.00
	하단부 Pmax	1088.60	764.79	650.87	800.30	1088.60	393.34	#NAME?		1.00	1.000 / 0.900	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	223.46	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
연결부 벽체	상단부 Mmax	178.78	106.52	1192.70	99.61	178.78	83.80	#NAME?		1.00	0.375 / 0.295	0.080	H19@250 + H19@250		#NAME?	307.18	125.00
	상단부 Pmax	178.69	106.52	1199.28	99.57	178.69	83.80	#NAME?		1.00	0.375 / 0.295	0.080	H19@250 + H19@250		#NAME?	307.18	125.00
	중앙부 (+) Mmax	47.81	29.41	1213.62	31.31	47.81	83.80	#NAME?		1.00	0.375 / 0.295	0.080	H19@250 + H19@250		#NAME?	1400.75	125.00
	중앙부 (+) Pmax	25.58	29.41	1220.79	9.37	25.58	83.80	#NAME?		1.00	0.375 / 0.295	0.080	H19@250 + H19@250		#NAME?	1400.75	125.00
	하단부 Mmax	156.11	83.26	1234.54	76.90	156.11	83.80	#NAME?		1.00	0.375 / 0.295	0.080	H19@250 + H29@250		#NAME?	784.12	125.00
	하단부 Pmax	156.11	83.26	1234.54	76.90	156.11	83.80	#NAME?		1.00	0.375 / 0.295	0.080	H19@250 + H29@250		#NAME?	784.12	125.00

※ 벽체 : 본선

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
외측 벽체	상단부 Mmax	960.14	405.98	584.90	802.29	960.14	139.57	#NAME?		1.00	1.067 / 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	486.86	125.00
	상단부 Pmax	959.22	405.98	584.90	802.29	959.22	139.57	#NAME?		1.00	1.067 / 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	486.86	125.00
	하단부 Mmax	1120.27	741.41	695.04	827.58	1120.27	611.53	#NAME?	953.72	1.00	0.900 / 0.800	0.100	H29@250 + H29@250	H13@150 - 2EA	#NAME?	185.39	125.00
	하단부 Pmax	1120.27	741.41	695.04	827.58	1120.27	611.53	#NAME?	953.72	1.00	0.900 / 0.800	0.100	H29@250 + H29@250	H13@150 - 2EA	#NAME?	185.39	125.00
중앙부 벽체	상단부 Mmax	127.84	75.11	953.86	111.09	127.84	48.36	#NAME?		1.00	0.667 / 0.587	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	980.92	125.00
	상단부 Pmax	119.62	75.11	966.66	104.26	119.62	48.36	#NAME?		1.00	0.667 / 0.587	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	980.92	125.00
	하단부 Mmax	119.62	75.11	966.66	104.26	119.62		#NAME?		1.00	0.500 / 0.420	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	689.10	125.00
	하단부 Pmax	27.65	75.11	995.41	22.29	27.65		#NAME?		1.00	0.500 / 0.420	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	689.10	125.00
	하단부 Mmax	95.96	53.16	768.80	96.78	96.78	48.62	#NAME?		1.00	0.500 / 0.420	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	982.36	125.00
	하단부 Pmax	95.96	53.16	1037.71	96.78	95.96	48.62	#NAME?		1.00	0.500 / 0.920	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	982.36	125.00

12. 단면설계

12.1 상부슬래브 단면검토

12.1.1 외측벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
369.840	363.900	192.660	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 19.816 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 369840000 = 0

∴ Required As = 1136.927 ㎟ [p = 0.00118]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 1515.902 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	2292.000	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 23.313 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 23.313) / 23.313

= 0.1214

· ε_t = 0.1214 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 737.739 kN.m > Mu = 369.840 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 363.900 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 363.900 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00237

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.166

· j = 1 - k / 3 = 0.945

· x = k·d = 160.806 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.624 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 92.061 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 92.061 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 629.162 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 684.329 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 629.162 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
779.920	0.000	528.540	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 50.299 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 779920000 = 0

∴ Required As = 2885.930 ㎟ [p = 0.00352]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3847.907 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 59.176 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 59.176) / 59.176

= 0.0386

· ε_t = 0.0386 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 834.973 kN.m > Mu = 779.920 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 168.115 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.231 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 223.405 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 223.405 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 297.498 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 375.999 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 297.498 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
929.300	459.780	655.290	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 50.605 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 929300000 = 0

∴ Required As = 2903.484 ㎟ [p = 0.003]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3871.312 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 59.536 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 59.536) / 59.536

= 0.0457

· ε_t = 0.0457 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1283.597 kN.m > Mu = 929.300 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 459.780 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 459.780 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.557 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.036 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 180.122 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 180.122 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 218.453 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 349.762 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 218.453 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
742.760	469.670	501.810	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 40.226 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 742760000 = 0

∴ Required As = 2307.939 ㎟ [p = 0.00239]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3077.251 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 47.324 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 47.324) / 47.324

= 0.0583

· ε_t = 0.0583 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1283.597 kN.m > Mu = 742.760 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 469.670 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 469.670 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.557 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.388 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 137.935 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 137.935 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 352.173 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 456.738 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 352.173 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
379.760	0.000	253.960	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 24.095 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 379760000 = 0

∴ Required As = 1382.434 ㎟ [p = 0.00169]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 1843.245 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	2292.000	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 28.347 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 28.347) / 28.347

= 0.0838

· ε_t = 0.0838 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 623.444 kN.m > Mu = 379.760 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00280

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.179

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 146.958 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.483 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 143.710 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 143.710 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 554.386 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 584.509 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 554.386 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
721.000	425.820	435.150	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 39.022 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 721000000 = 0

∴ Required As = 2238.902 ㎟ [p = 0.00232]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2985.202 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 45.909 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 45.909) / 45.909

= 0.0602

· ε_t = 0.0602 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1283.597 kN.m > Mu = 721.000 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 425.820 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 425.820 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.557 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.672 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 119.611 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 119.611 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 439.632 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 526.705 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 439.632 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 하부슬래브 단면검토

12.2.1 외측벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	800.000	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1025.160	435.150	719.770	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 68.634 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 272000.000 As - 1025160000 = 0

∴ Required As = 3937.892 ㎟ [p = 0.00492]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 17580.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2598.076 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5250.523 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 80.746 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - 80.746) / 80.746

= 0.0267

· ε_t = 0.0267 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1319.606 kN.m > Mu = 1025.160 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 435.150 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 435.150 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.622 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.529 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 191.561 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 191.561 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 197.347 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 328.878 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 197.347 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
435.380	0.000	286.220	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 27.685 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 435380000 = 0

∴ Required As = 1588.436 ㎟ [p = 0.00194]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2117.915 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 32.571 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 32.571) / 32.571

= 0.0725

· ε_t = 0.0725 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 834.973 kN.m > Mu = 435.380 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 168.115 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.457 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 120.980 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 120.980 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 695.409 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 694.327 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 694.327 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	800.000	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
812.260	428.930	548.890	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 53.861 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 272000.000 As - 812260000 = 0

∴ Required As = 3090.279 ㎟ [p = 0.00386]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 17580.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2598.076 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4120.371 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 63.366 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - 63.366) / 63.366

= 0.0349

· ε_t = 0.0349 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1053.893 kN.m > Mu = 812.260 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 428.930 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 428.930 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00507

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.233

· j = 1 - k / 3 = 0.922

· x = k·d = 186.579 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.975 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 183.528 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 183.528 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 210.340 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 343.272 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 210.340 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	900.000	900.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1154.380	568.540	761.720	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 68.346 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 306000.000 As - 1154380000 = 0

∴ Required As = 3921.379 ㎟ [p = 0.00436]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 19777.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2922.836 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5228.506 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 80.408 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - 80.408) / 80.408

= 0.0306

· ε_t = 0.0306 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1494.339 kN.m > Mu = 1154.380 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 584.567 kN > Vu = 568.540 kN

· 1/2·Øv·Vc = 292.284 kN < Vu = 568.540 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00571

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.246

· j = 1 - k / 3 = 0.918

· x = k·d = 221.024 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.341 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 179.370 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 179.370 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 225.288 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 351.230 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 225.288 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	920.000	920.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
501.200	0.000	273.200	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 28.364 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 312800.000 As - 501200000 = 0

∴ Required As = 1627.388 ㎟ [p = 0.00177]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20217.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2987.788 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2169.851 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	2292.000	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 33.369 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (920.000 - 33.369) / 33.369

= 0.0797

· ε_t = 0.0797 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 701.372 kN.m > Mu = 501.200 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 597.558 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 298.779 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00249

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.170

· j = 1 - k / 3 = 0.943

· x = k·d = 156.520 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.023 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 137.351 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 137.351 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 588.213 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 611.570 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 588.213 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	900.000	900.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
718.700	360.640	497.840	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 41.912 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 306000.000 As - 718700000 = 0

∴ Required As = 2404.684 ㎟ [p = 0.00267]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 19777.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2922.836 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3206.246 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 49.308 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - 49.308) / 49.308

= 0.0518

· ε_t = 0.0518 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1191.715 kN.m > Mu = 718.700 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 584.567 kN > Vu = 360.640 kN

· 1/2·Øv·Vc = 292.284 kN < Vu = 360.640 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00450

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.222

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 199.398 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.991 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 147.342 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 147.342 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 315.722 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 427.578 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 315.722 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 램프 측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	682.000	582.000	582.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
313.020	383.040	211.020	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 28.257 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 197880.000 As - 313020000 = 0

∴ Required As = 1621.224 ㎟ [p = 0.00279]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 12789.450 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2037.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1890.100 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2037.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2161.632 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 33.243 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (582.000 - 33.243) / 33.243

= 0.0495

· ε_t = 0.0495 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 938.689 kN.m > Mu = 313.020 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 378.020 kN < Vu = 383.040 kN

· 1/2·Øv·Vc = 189.010 kN < Vu = 383.040 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 291 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 4.313 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 4.313 ㎟

· USE Av = H 13 × 2.0 EA/M = 253.400 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 378.020 kN + 294.958 kN

= 672.978 kN > Vu = 383.040 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00883

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.295

· j = 1 - k / 3 = 0.902

· x = k·d = 171.796 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.682 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 78.251 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 78.251 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 792.631 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 805.105 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 792.631 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선 측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	847.000	747.000	747.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
563.130	477.850	352.360	100.000	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 39.699 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 253980.000 As - 563130000 = 0

∴ Required As = 2277.747 ㎟ [p = 0.00305]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 16415.325 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2614.500 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2425.954 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2614.500 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3036.996 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 46.705 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (747.000 - 46.705) / 46.705

= 0.0450

· ε_t = 0.0450 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1226.998 kN.m > Mu = 563.130 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 517.537 kN > Vu = 477.850 kN

· 1/2·Øv·Vc = 258.769 kN < Vu = 477.850 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00688

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.266

· j = 1 - k / 3 = 0.911

· x = k·d = 198.631 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.211 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 100.711 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 100.711 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 568.188 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 625.550 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 568.188 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3 램프-벽체 단면검토

12.3.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	548.040	118.730	427.210	316.840
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1166.667	1066.667	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1282.835	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0037] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 640.000 mm

· a = β1·c = 544.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 26775000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 582.103 mm

· d" = X - H + d = 482.103 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 12484.800 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 12332.205 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4729.877 kN.m

· eb = Mb / Pb = 383.539 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1764.938 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1066.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 427.210 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 548.040 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 599.857 kN > Vu = 118.730 kN

· 1/2·Øv·Vc = 299.929 kN > Vu = 118.730 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00215

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.159

· j = 1 - k / 3 = 0.947

· x = k·d = 169.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.699 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 136.851 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 136.851 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 349.193 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 460.355 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 349.193 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	426.540	118.730	531.280	316.840
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1166.667	1066.667	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
802.853	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0037] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 640.000 mm

· a = β1·c = 544.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 26775000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 582.103 mm

· d" = X - H + d = 482.103 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 12484.800 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 12332.205 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4729.877 kN.m

· eb = Mb / Pb = 383.539 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1284.956 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1066.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 531.280 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 426.540 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 603.582 kN > Vu = 118.730 kN
· 1/2·Øv·Vc = 301.791 kN > Vu = 118.730 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00215
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.159
· j = 1 - k / 3 = 0.947
· x = k·d = 169.600 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.699 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 136.851 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 136.851 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 19 / 2 = 90.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 349.193 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 460.355 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 349.193 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.3 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	742.590	0.000	611.150	522.570
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1000.000	900.000	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1215.070	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0061] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 540.000 mm

· a = β1·c = 459.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 22950000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 487.863 mm

· d" = X - H + d = 387.863 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 10534.050 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 9676.815 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3936.450 kN.m

· eb = Mb / Pb = 406.792 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1602.933 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 611.150 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 742.590 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 610.086 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 305.043 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00450

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.221

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 198.900 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.303 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 154.630 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 154.630 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 290.530 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 407.424 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 290.530 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.4 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	742.590	0.000	611.150	522.570
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1000.000	900.000	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1215.070	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0061] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 540.000 mm

· a = β1·c = 459.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 22950000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 487.863 mm

· d" = X - H + d = 387.863 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 10534.050 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 9676.815 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3936.450 kN.m

· eb = Mb / Pb = 406.792 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1602.933 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 611.150 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 742.590 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 610.086 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 305.043 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00450

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.221

· j = 1 - k / 3 = 0.926

· x = k·d = 198.900 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.303 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 154.630 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 154.630 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 290.530 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 407.424 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 290.530 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.5 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1088.600	393.340	650.870	764.790
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1000.000	900.000	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1672.531	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0072] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 540.000 mm

· a = β1·c = 459.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 22950000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 481.339 mm

· d" = X - H + d = 381.339 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 10534.050 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 9242.575 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4165.174 kN.m

· eb = Mb / Pb = 450.651 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2053.870 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 650.870 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1088.600 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 611.744 kN > Vu = 393.340 kN

· 1/2·Øv·Vc = 305.872 kN < Vu = 393.340 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00571

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.246

· j = 1 - k / 3 = 0.918

· x = k·d = 221.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.362 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 180.120 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 180.120 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 223.459 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 349.767 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 223.459 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.6 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1088.600	393.340	650.870	764.790
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1000.000	900.000	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1672.531	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0072] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 540.000 mm

· a = β1·c = 459.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 22950000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 481.339 mm

· d" = X - H + d = 381.339 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 10534.050 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 9242.575 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4165.174 kN.m

· eb = Mb / Pb = 450.651 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2053.870 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 650.870 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1088.600 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 611.744 kN > Vu = 393.340 kN

· 1/2·Øv·Vc = 305.872 kN < Vu = 393.340 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00571

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.246

· j = 1 - k / 3 = 0.918

· x = k·d = 221.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.362 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 180.120 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 180.120 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 223.459 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 349.767 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 223.459 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.7 연결부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	178.780	83.800	1192.700	106.520
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
800.000	375.000	295.000	80.000	100.000	295.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
149.895	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	916.800	㎟	[3 EA/M]
			H	19	@	250	=	916.800	㎟	[3 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	1833.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	916.800	㎟	[3 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0092] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 177.000 mm

· a = β1·c = 150.450 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 6885000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 181.645 mm

· d" = X - H + d = 101.645 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2762.262 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 345.679 kN

· Ts = fy·As = 733.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 2374.501 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 433.127 kN.m

· eb = Mb / Pb = 182.408 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 251.540 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (295.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1192.700 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 178.780 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 196.816 kN > Vu = 83.800 kN

· 1/2·Øv·Vc = 98.408 kN > Vu = 83.800 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00777

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.280

· j = 1 - k / 3 = 0.907

· x = k·d = 82.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 12.054 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 217.199 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 217.199 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 307.178 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 386.742 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 307.178 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.8 연결부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	178.690	83.800	1199.280	106.520
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
800.000	375.000	295.000	80.000	100.000	295.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
148.998	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	916.800	㎟	[3 EA/M]
			H	19	@	250	=	916.800	㎟	[3 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	1833.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	916.800	㎟	[3 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0092] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 177.000 mm

· a = β1·c = 150.450 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 6885000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 181.645 mm

· d" = X - H + d = 101.645 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2762.262 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 345.679 kN

· Ts = fy·As = 733.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 2374.501 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 433.127 kN.m

· eb = Mb / Pb = 182.408 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 250.643 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (295.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1199.280 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 178.690 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 197.056 kN > Vu = 83.800 kN

· 1/2·Øv·Vc = 98.528 kN > Vu = 83.800 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00777

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.280

· j = 1 - k / 3 = 0.907

· x = k·d = 82.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 12.054 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 217.199 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 217.199 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 307.178 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 386.742 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 307.178 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.9 연결부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	156.110	83.800	1234.540	83.260
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
800.000	375.000	295.000	80.000	100.000	295.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
126.452	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	916.800	㎟	[3 EA/M]
			H	29	@	250	=	2055.680	㎟	[3 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2972.480	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	916.800	㎟	[3 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0130] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 177.000 mm

· a = β1·c = 150.450 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 6885000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 176.159 mm

· d" = X - H + d = 96.159 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2762.262 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 345.679 kN

· Ts = fy·As = 1188.992 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 1918.949 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 489.959 kN.m

· eb = Mb / Pb = 255.327 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 222.611 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (295.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1234.540 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 156.110 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 198.343 kN > Vu = 83.800 kN

· 1/2·Øv·Vc = 99.172 kN > Vu = 83.800 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01260

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.341

· j = 1 - k / 3 = 0.886

· x = k·d = 100.595 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.914 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 107.127 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 107.127 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 803.895 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 784.116 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 784.116 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.10 연결부 벽체 하단부 Pmax

3 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	156.110	83.800	1234.540	83.260
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
800.000	375.000	295.000	80.000	100.000	295.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
126.452	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	916.800	㎟	[3 EA/M]
			H	29	@	250	=	2055.680	㎟	[3 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2972.480	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	916.800	㎟	[3 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0130] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 177.000 mm

· a = β1·c = 150.450 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 6885000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 176.159 mm

· d" = X - H + d = 96.159 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2762.262 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 345.679 kN

· Ts = fy·As = 1188.992 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 1918.949 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 489.959 kN.m

· eb = Mb / Pb = 255.327 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 222.611 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (295.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1234.540 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 156.110 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 198.343 kN > Vu = 83.800 kN

· 1/2·Øv·Vc = 99.172 kN > Vu = 83.800 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01260

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.341

· j = 1 - k / 3 = 0.886

· x = k·d = 100.595 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.914 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 107.127 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 107.127 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 803.895 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 784.116 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 784.116 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4 본선-벽체 단면검토

12.4.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	960.140	139.570	584.900	405.980
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1641.546	0.850	#NAME?	0.75		

			1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
				H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
				H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
				H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
							TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴	USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 514.703 mm

· d" = X - H + d = 414.703 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10125.009 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4332.474 kN.m

· eb = Mb / Pb = 427.898 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'
= #NAME? kN
∴ a = #NAME? mn ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2056.249 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ ####

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 584.900 kN ∴ ####

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 960.140 kN.m ∴ ####

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 539.967 kN > Vu = 139.570 kN

· 1/2·Øv·Vc = 269.984 kN > Vu = 139.570 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.833 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.354 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 111.605 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 111.605 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 486.864 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 564.491 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 486.864 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	959.220	139.570	584.900	405.980
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1639.973	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 514.703 mm

· d" = X - H + d = 414.703 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10125.009 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4332.474 kN.m

· eb = Mb / Pb = 427.898 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2054.676 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 584.900 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 959.220 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 539.967 kN > Vu = 139.570 kN

· 1/2·Øv·Vc = 269.984 kN > Vu = 139.570 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.833 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.354 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 111.605 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 111.605 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 486.864 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 564.491 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 486.864 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1120.270	611.530	695.040	741.410
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1611.807	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0070] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 426.267 mm

· d" = X - H + d = 326.267 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7740.019 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3366.504 kN.m

· eb = Mb / Pb = 434.948 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1938.074 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 695.040 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1120.270 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 548.278 kN < Vu = 611.530 kN

· 1/2·Øv·Vc = 274.139 kN < Vu = 611.530 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 400 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 39.533 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 39.533 ㎟

· USE Av = H 13 × 2 EA/M = 253.400 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 548.278 kN + 405.440 kN

= 953.718 kN > Vu = 611.530 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.825 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 197.300 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 197.300 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 185.388 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 319.311 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 185.388 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.4 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1120.270	611.530	695.040	741.410
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1611.807	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0070] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 426.267 mm

· d" = X - H + d = 326.267 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7740.019 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3366.504 kN.m

· eb = Mb / Pb = 434.948 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1938.074 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 695.040 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1120.270 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 548.278 kN < Vu = 611.530 kN

· 1/2·Øv·Vc = 274.139 kN < Vu = 611.530 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 400 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 39.533 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 39.533 ㎟

· USE Av = H 13 × 2 EA/M = 253.400 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 548.278 kN + 405.440 kN

= 953.718 kN > Vu = 611.530 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.825 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 197.300 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 197.300 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 185.388 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 319.311 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 185.388 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.5 중앙부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	127.840	48.360	953.860	75.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
134.024	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 327.990 mm

· d" = X - H + d = 247.990 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1527.415 kN.m

· eb = Mb / Pb = 233.884 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 382.014 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 953.860 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 127.840 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 300.678 kN > Vu = 48.360 kN

· 1/2·Øv·Vc = 150.339 kN > Vu = 48.360 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.620 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 85.634 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 85.634 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1046.148 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 980.919 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 980.919 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.6 중앙부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	119.620	48.360	966.660	75.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
123.746	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 327.990 mm

· d" = X - H + d = 247.990 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1527.415 kN.m

· eb = Mb / Pb = 233.884 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 371.736 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 966.660 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 119.620 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 301.052 kN > Vu = 48.360 kN

· 1/2·Øv·Vc = 150.526 kN > Vu = 48.360 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.620 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 85.634 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 85.634 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1046.148 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 980.919 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 980.919 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.7 중앙부 벽체 중앙부(+) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	119.620	0.000	966.660	75.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
123.746	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 288.888 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 966.660 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 119.620 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 310.470 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 155.235 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.459 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 120.814 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 120.814 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 689.105 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 695.284 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 689.105 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.8 중앙부 벽체 중앙부(+) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	27.650	0.000	995.410	75.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
27.777	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 192.919 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 995.410 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 27.650 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 311.590 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 155.795 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.459 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 120.814 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 120.814 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 689.105 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 695.284 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 689.105 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.9 중앙부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	96.780	48.620	768.800	53.160
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
125.884	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 291.026 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 768.800 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 96.780 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 302.759 kN > Vu = 48.620 kN

· 1/2·Øv·Vc = 151.380 kN > Vu = 48.620 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.156 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 85.508 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 85.508 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1047.955 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 982.364 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 982.364 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.10 중앙부 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	95.960	48.620	1037.710	53.160
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
92.473	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 257.615 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1037.710 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 95.960 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 313.239 kN > Vu = 48.620 kN

· 1/2·Øv·Vc = 156.620 kN > Vu = 48.620 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.156 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 85.508 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 85.508 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1047.955 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 982.364 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 982.364 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

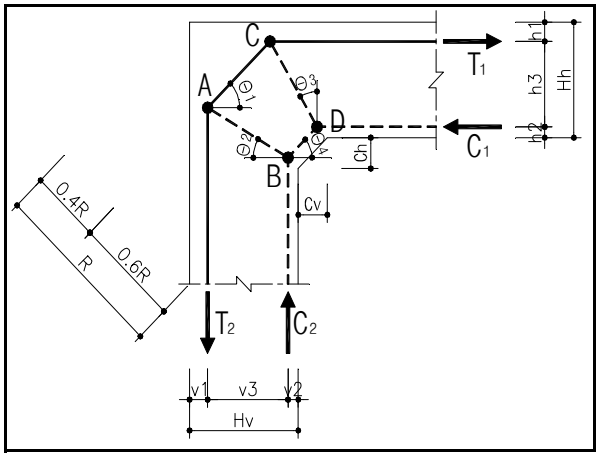
13. 우각부 보강검토

13.1 상부슬래브 (램프-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1000.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	820.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	548.040 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1697.06 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

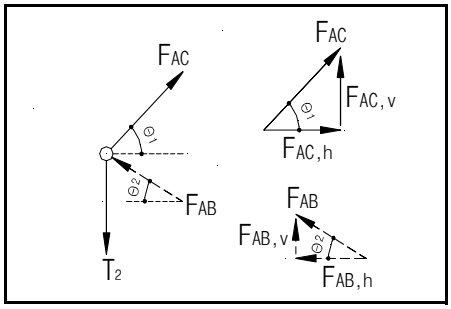
θ_2 = 23.47°

θ_3 = 32.35°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

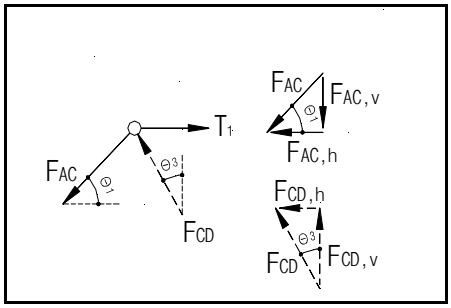
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\Theta = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{548.040}{0.720} =$ 761.167 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{548.040}{0.820} =$ 668.341 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 659.052 kN

식 ⑥ 으로부터

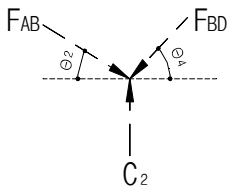
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 659.052 kN

따라서 F_{AC} = **659.052** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 508.044 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 659.052 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 551.622 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	659.052	타이
AB	-508.044	스트럿
BD	-659.052	스트럿
CD	-551.622	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 659.052 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{659{,}052.382}{0.85 \times 400} = 1{,}938.39 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00 mm²	(1 cycle)
	= H	19	@	250	=	1,146.00 mm²	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	19	@	250	=	1,146.00 mm²	(1 단)
	= H		@		=	0.00 mm²	(2 단)
				합계	=	**2,292.00** mm²	

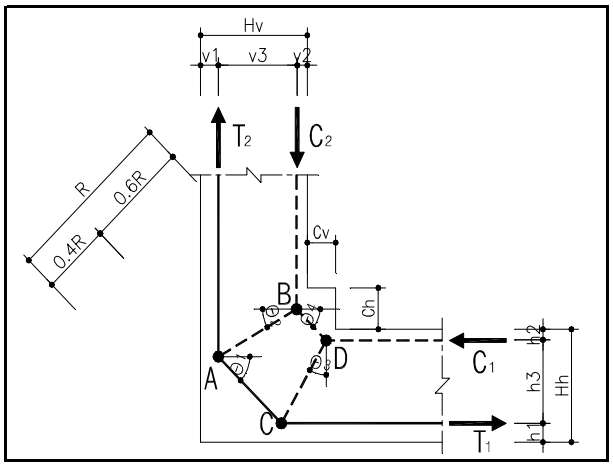
$A_{s,used}$ = 2,292.00 mm^2 > 1,938.39 mm^2 ……O.K

13.2 하부슬래브(램프-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1000.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	820.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1088.600 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1345.36 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

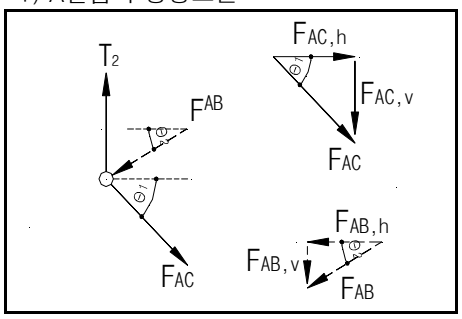
θ_2 = 10.39°

θ_3 = 19.17°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

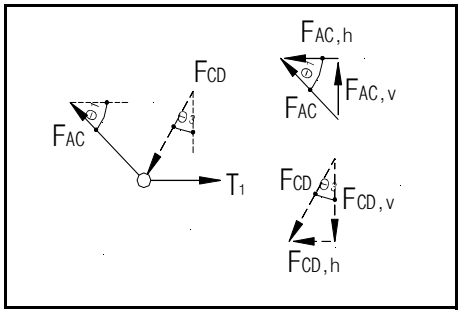
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$

$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$ => $F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{1{,}088.600}{0.720} =$ 1,511.944 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{1{,}088.600}{0.820} =$ 1,327.561 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,586.569 kN

식 ⑥ 으로부터

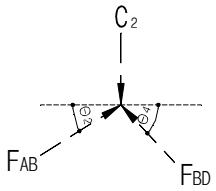
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,586.569 kN

따라서 $F_{AC} =$ **1,586.569** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}140.573 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}586.569 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}187.752 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,586.569**	타이
AB	**-1,140.573**	스트럿
BD	**-1,586.569**	스트럿
CD	**-1,187.752**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,586.569 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}586{,}568.642}{0.85 \times 400} = 4{,}666.38 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**5,139.20**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 5,139.20 mm^2 > 4,666.38 mm^2 ……O.K

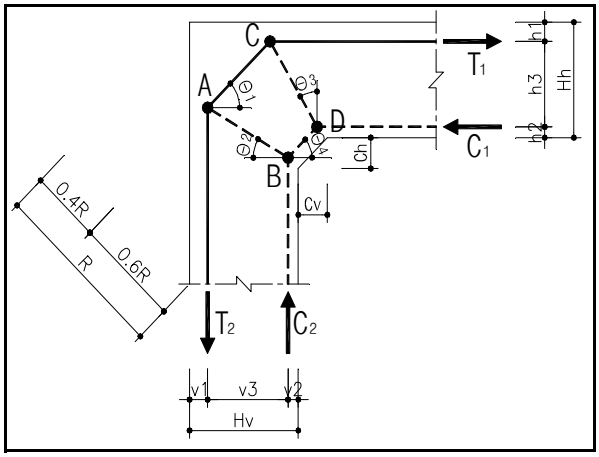
13. 우각부 보강검토

13.3 상부슬래브 (본선-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	900.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	720.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	960.140 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1626.35 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

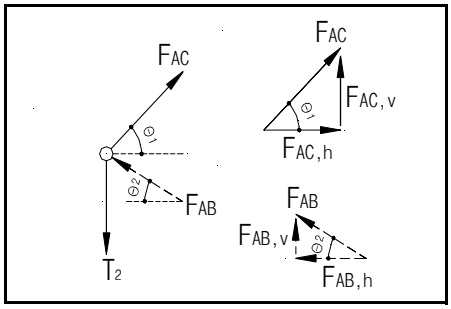
θ_2 = 29.48°

θ_3 = 29.48°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

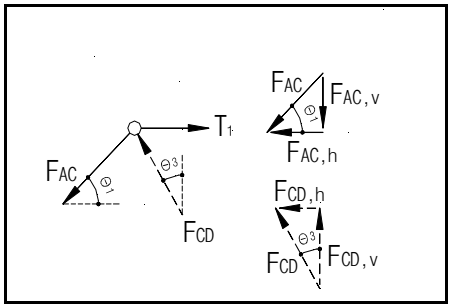
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$

$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\Theta = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{960.140}{0.720} =$ 1,333.528 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{960.140}{0.720} =$ 1,333.528 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,204.830 kN

식 ⑥ 으로부터

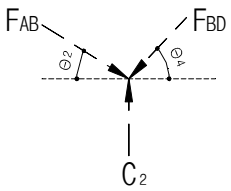
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,204.830 kN

따라서 F_{AC} = **1,204.830** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 978.637 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1,204.830 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 978.637 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,204.830	타이
AB	-978.637	스트럿
BD	-1,204.830	스트럿
CD	-978.637	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,204.830 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1,204,829.645}{0.85 \times 400} = 3,543.62 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(1 단)
	= H	0	@	0	=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**4,596.40**	mm^2	

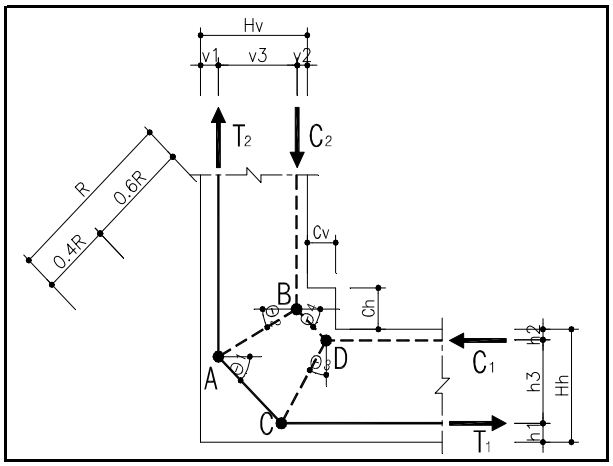
$A_{s,used}$ = 4,596.40 mm^2 > 3,543.62 mm^2 ……O.K

13.4 하부슬래브(본선 접합부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1000.00 mm	벽체 높이	H_v	=	900.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	820.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	720.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1154.380 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1345.36 mm

② 사잇각

Θ_1 = 45.00°

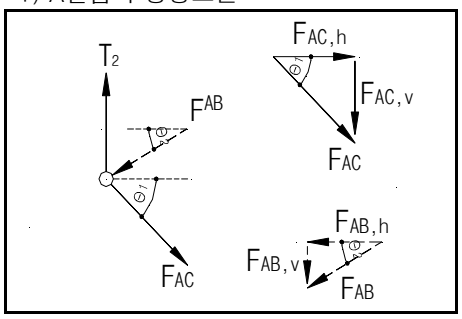
Θ_2 = 19.17°

Θ_3 = 10.39°

Θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\Theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

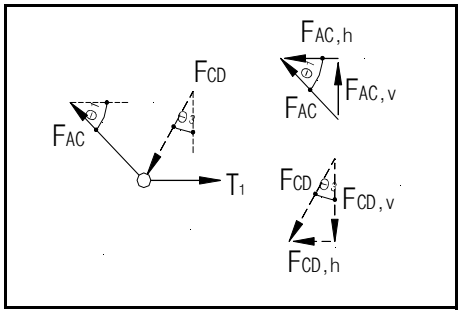
$F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\Theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} \times \sin\Theta_2$

$= F_{AC}(\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{1{,}154.380}{0.820} =$ 1,407.780 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{1{,}154.380}{0.720} =$ 1,603.306 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,682.439 kN

식 ⑥ 으로부터

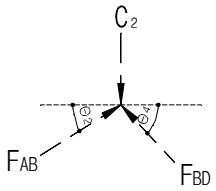
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,682.439 kN

따라서 $F_{AC} =$ **1,682.439** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}259.524 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}682.439 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}209.494 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,682.439**	타이
AB	**-1,259.524**	스트럿
BD	**-1,682.439**	스트럿
CD	**-1,209.494**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,682.439 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}682{,}439.013}{0.85 \times 400} = 4{,}948.35 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(1 단)
	= H		@		=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**5,139.20**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 5,139.20 mm^2 > 4,948.35 mm^2 ……O.K

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽 체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 상부슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
접합부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 상부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
벽체부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 기둥부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.5 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	19@	125	=	2292.000	458.400	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.6 램프_연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	19@	125	=	2292.000	458.400	750.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	19@	125	=	2292.000	458.400	750.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	19@	125	=	2292.000	458.400	750.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.7 본선-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.8 본선 중앙부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

15. 사용성 검토

부 재	최소두께 또는 높이 t (mm)			
	단순지지	일단연속	양단연속	캔틸레버
일방향 슬래브	L / 20	L / 24	L / 28	L / 10
보	L / 16	L / 18.5	L / 21	L / 8

부 재	지간 L (mm)	최소두께 t (mm)	사용두께 t (mm)	평 가
상부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	900.00	O.K
상부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	900.00	O.K
하부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	900.00	O.K
하부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	1000.00	O.K
램프-외측 벽체	4740.00	197.50	1000.00	O.K
본선-외측 벽체	5700.00	203.57	900.00	O.K
중앙 벽체	5700.00	237.50	500.00	O.K

16. 지지력 검토

16.1 하중 산정 : 램프

16.1.1 고정하중

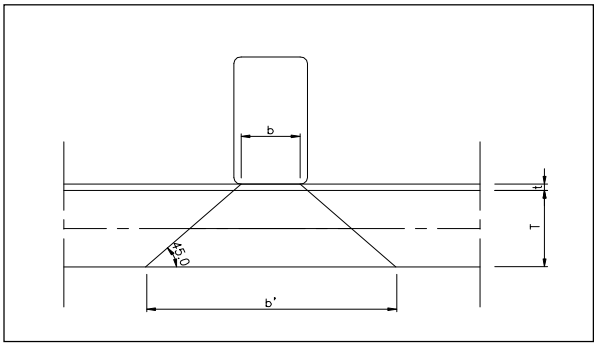
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1084.58 / 19.250 = 56.342 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 39.925 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 13.5 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

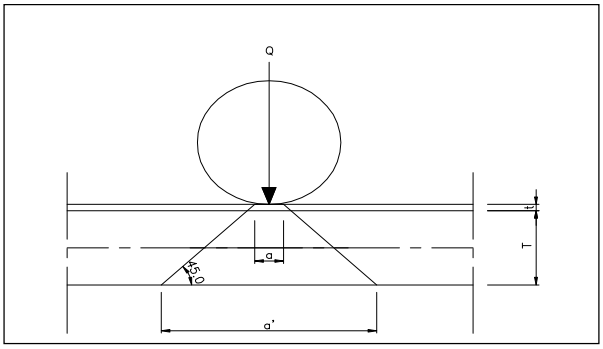


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 900.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.40 m



a' = 0.200 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.10 m

Qz' = 96.000 / (2.400 x 2.100) = 19.05 kN/m^2

16.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 56.342 + 39.925 + 0.000 + 13.500 + 19.048

= 128.815 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 128.815 kN/m^2 < Qa = 589.320 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16.3 하중 산정 : 본선

16.3.1 고정하중

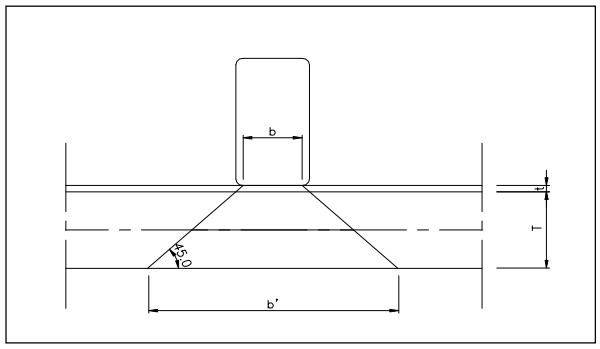
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1186.01 / 20.100 = 59.006 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 19.445 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

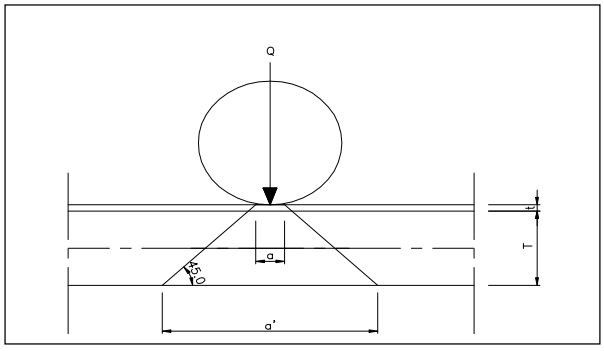


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1000.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.60 m



a' = 0.200 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.30 m

Qz' = 96.000 / (2.600 x 2.300) = 16.05 kN/m^2

16.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 59.006 + 19.445 + 0.000 + 0.000 + 16.054

= 94.505 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

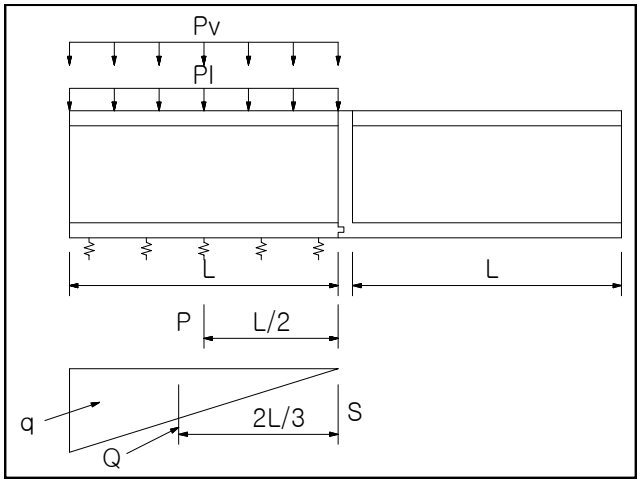
Qmax = 94.505 kN/m^2 < Qa = 599.590 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

17. 신축이음부 검토

17-1. 램프

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

$Pv = B \times H \times \gamma t$

$= 9.6 \times 2 \times 19.0$

$= 365.75 \ kN/m$

$Po = 2 \times T1 / 3.0 \div 2 \times 96 / 3 = 64.0 \ kN/m$

$Pl = 2 \times Po \times (1 + i) = 2 \times 64.0 \times (1 + 0.2) = 153.6 \ kN/m$

$P = (Pv+Pl) \times L = (365.75 + 153.6) \times 25.0 = 12983.8 \ kN$

$S = P / 4 = 12983.8 / 4 = 3245.9 \ kN$

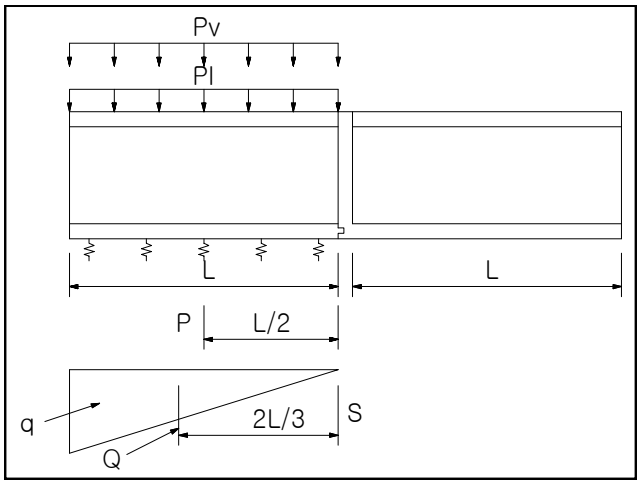
$(\therefore \ \tau a = 80 \ MPa)$

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 3245.9 x 1000 / 80 = 40,574 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 159 EA = 794.2 x 159 = 126,278 mm²

17-2. 본선

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



P = ∑Pl + ∑Pv Q = ∑q

P - S - Q = 0

P × L/2 - Q × 2/3 × L = 0

윗식에서

S = -1/4 × P

Pv = B × H × γt

= 20.1 x 2 x 19.0

= 763.8 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 ÷ 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.2) = 153.6 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (763.8 + 153.6)x 25.0 = 22935.0 kN

S = P / 4 = 22935 / 4 = 5733.8 kN

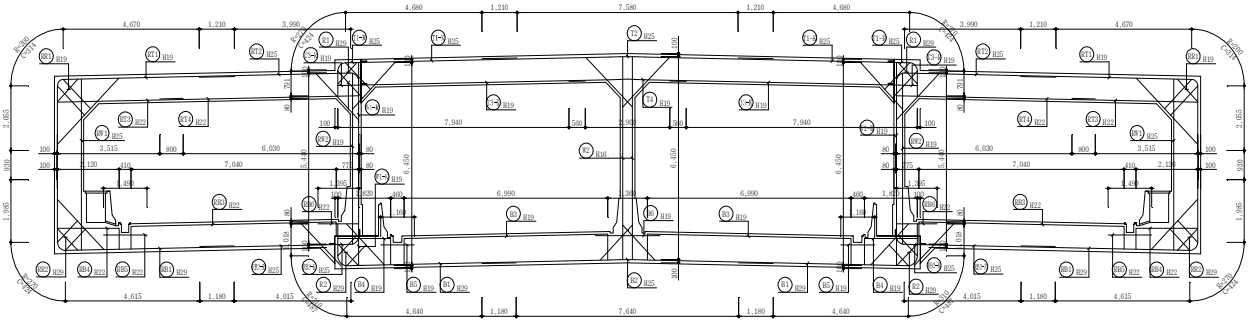
(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 5733.8 x 1000 / 80 = 71,672 mm²

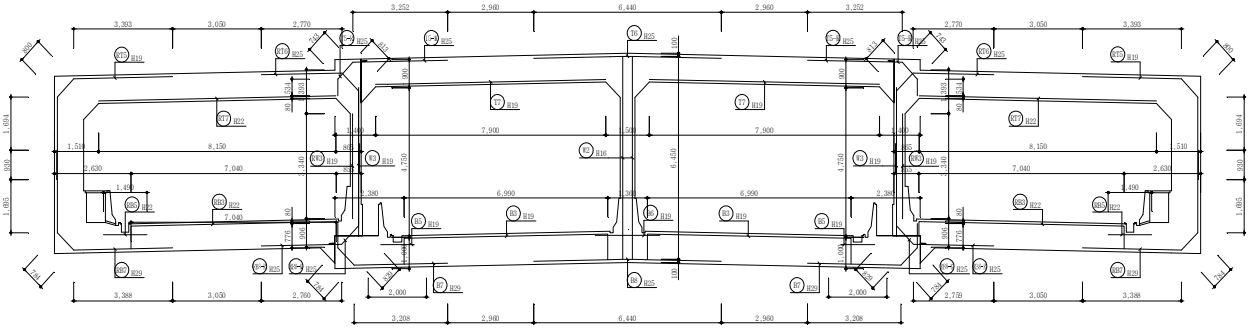
☞ 사용철근량 As = D32- 248 EA = 794.2 x 248 = 196,962 mm²

18. 주철근조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)



1.12 B2(STA.0+540.0)

국회대로 지하차도

STA.0+619.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

$D / B_o \geq 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
$D / B_o < 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 1 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8{,}500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간슬래브	외측벽체	기둥	거더
상면(벽체외측)	100	80	80	100	90	135
하면(벽체내측)	80	100	80	80	90	90

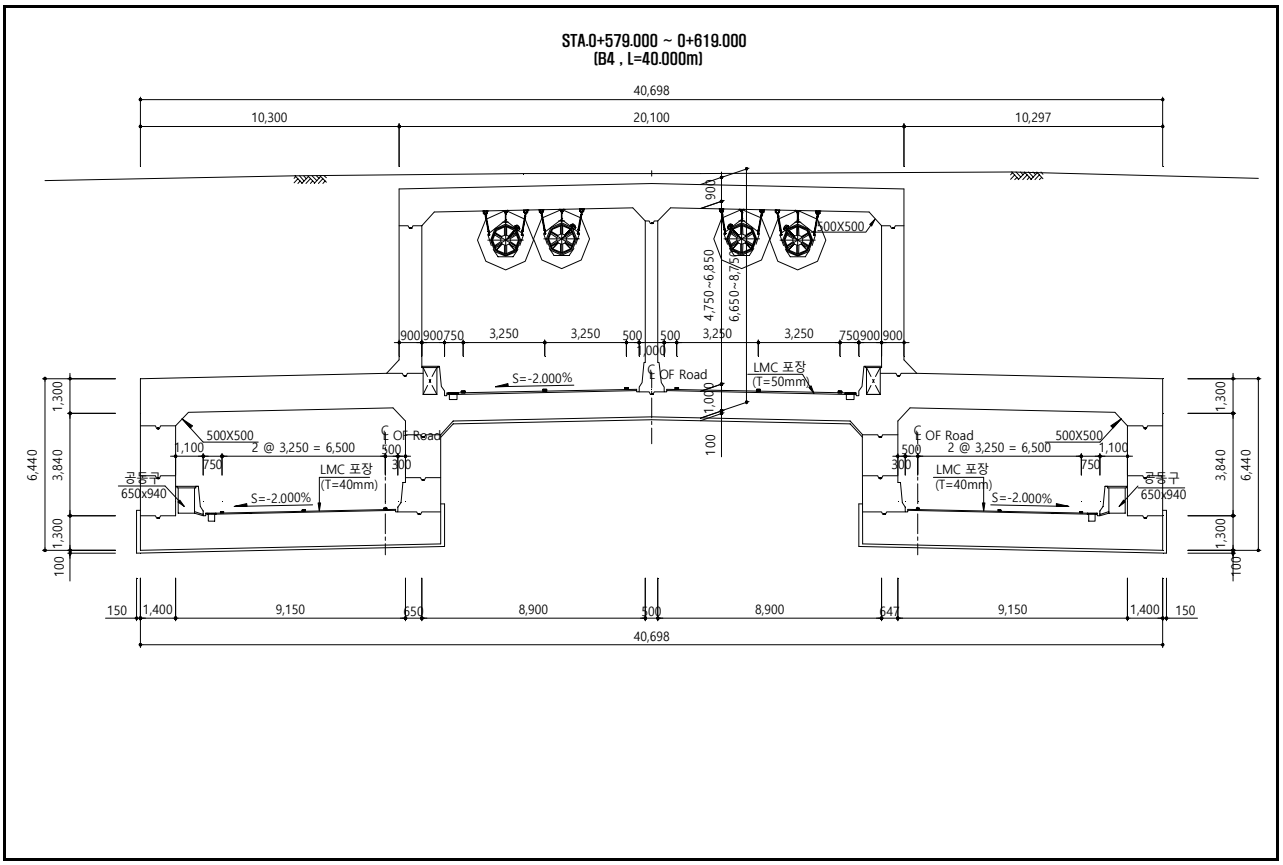
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

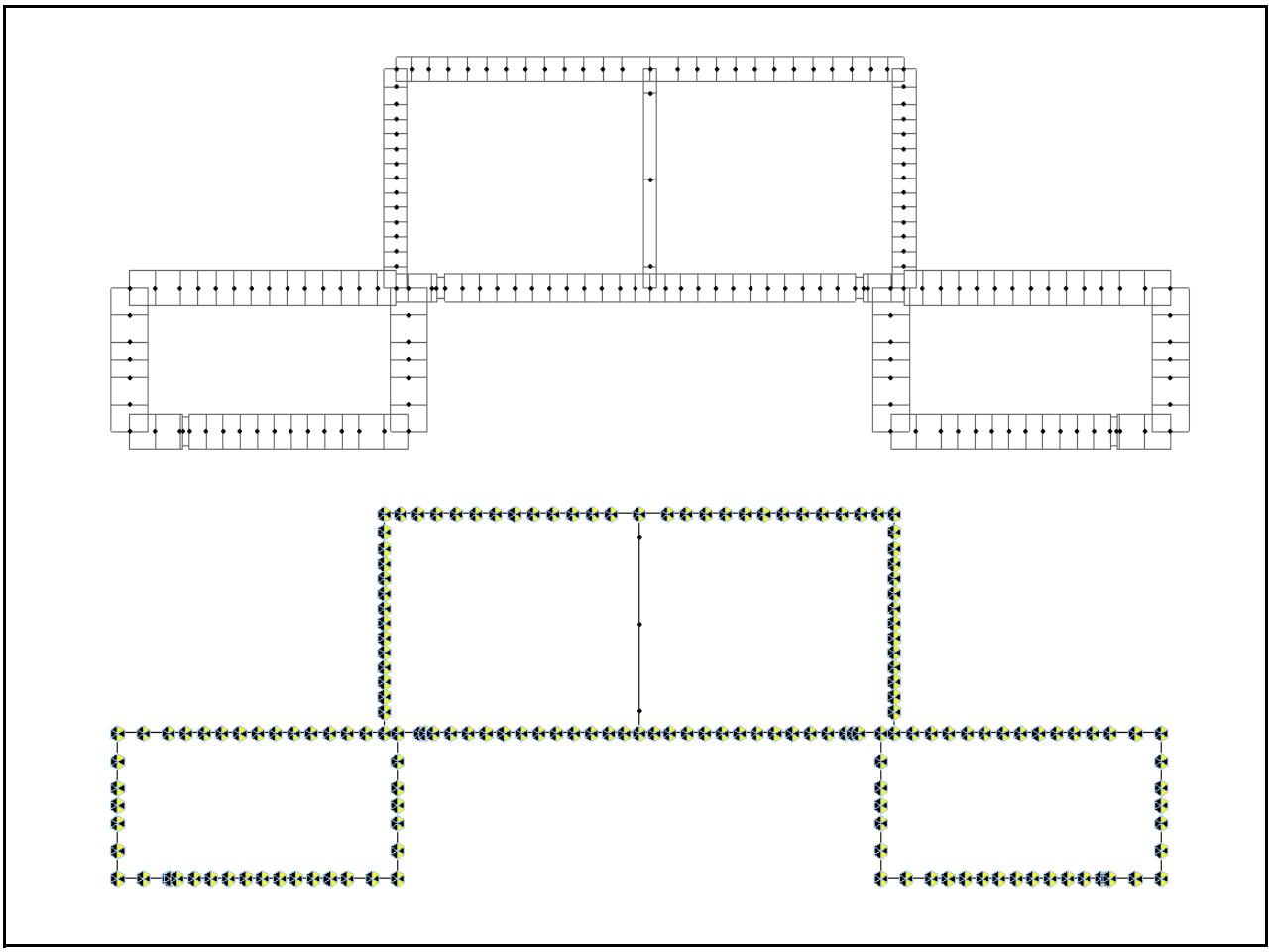
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	2.200	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	9.400	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	4.100	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	0.000	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	14.300	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 16.800 m = 40.700 m = 12.940 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo}\,(B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho}\,(B_H/0.3)^{-3/4}$

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,402	16,300	4,467	5,433	107,168	2,696	6,367	899	2,122
퇴적층(자갈층)	987,663	48,247	58,681	16,082	19,560	385,806	18,846	22,922	6,282	7,641
풍화토	2,201,831	107,558	130,820	35,853	43,607	860,090	42,015	51,102	14,005	17,034
풍화암	5,043,990	246,396	299,685	82,132	99,895	1,970,308	96,248	117,064	32,083	39,021
연 암	18,933,228	924,876	1,124,903	308,292	374,968	7,395,792	361,280	439,415	120,427	146,472
보통암	15,536,147	758,931	923,068	252,977	307,689	6,068,807	296,457	360,573	98,819	120,191
경 암	59,590,479	2,910,957	3,540,520	970,319	1,180,173	23,277,531	1,137,093	1,383,016	379,031	461,005

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	10,288	32,578	3,429	10,859	107,168	4,019	12,726	1,340	4,242
퇴적층(자갈층)	987,663	37,038	117,281	12,346	39,094	385,806	14,468	45,813	4,823	15,271
풍화토	2,201,831	82,571	261,458	27,524	87,153	860,090	32,254	102,132	10,751	34,044
풍화암	5,043,990	189,155	598,953	63,052	199,651	1,970,308	73,888	233,966	24,629	77,989

연 암	18,933,228	710,014	2,248,243	236,671	749,414	7,395,792	277,349	878,220	92,450	292,740
보통암	15,536,147	582,621	1,844,854	194,207	614,951	6,068,807	227,586	720,646	75,862	240,215
경 암	59,590,479	2,234,701	7,076,125	744,900	2,358,708	23,277,531	872,930	2,764,111	290,977	921,370

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **매립층** , **퇴적층(자갈층)**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
매립층	13,402	4,467	0.425	0.625	7,036	2,345	145 171
매립층	13,402	4,467	0.625	0.625	8,376	2,792	146 170
매립층	13,402	4,467	0.625	0.730	9,080	3,027	147 169
매립층	13,402	4,467	0.730	0.730	9,783	3,261	148to156 160to168
매립층	13,402	4,467	0.730	1.050	11,928	3,976	157 159
매립층	13,402	4,467	1.050	1.050	14,072	4,691	158
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.700	0.950	30,557	10,186	55 115
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.950	0.950	35,186	11,729	56 114
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.950	0.675	30,094	10,031	57 113
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.675	0.675	25,001	8,334	58TO66 104TO112
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.675	0.700	25,464	8,488	67 103
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.700	0.700	25,927	8,642	68 102
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.700	0.450	21,297	7,099	69 101

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
풍화토	82,571	27,524	0.700	0.950	68,121	22,707	1 34
풍화토	82,571	27,524	0.950	0.950	78,442	26,147	2 33
풍화토	82,571	27,524	0.950	0.100	43,350	14,450	3 32
풍화토	82,571	27,524	0.100	0.250	14,450	4,817	4 31
풍화토	82,571	27,524	0.250	0.640	36,744	12,248	5 30
풍화토	82,571	27,524	0.640	0.640	52,845	17,615	6TO14 21TO29
풍화토	82,571	27,524	0.640	0.950	65,644	21,881	15 20
풍화토	82,571	27,524	0.950	0.950	78,442	26,147	16 19
풍화토	82,571	27,524	0.950	0.700	68,121	22,707	17 18
퇴적층(자갈층)	48,247	16,082	0.850	0.200	25,330	8,443	71 99
퇴적층(자갈층)	48,247	16,082	0.200	0.300	12,062	4,021	72 98
퇴적층(자갈층)	48,247	16,082	0.300	0.660	23,158	7,719	73 97
퇴적층(자갈층)	48,247	16,082	0.660	0.660	31,843	10,614	74TO82 88TO96
퇴적층(자갈층)	48,247	16,082	0.660	0.575	29,792	9,931	83 87
퇴적층(자갈층)	48,247	16,082	0.575	0.575	27,742	9,247	84 TO 86

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.450	0.625	31,541	10,514	145
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.625	0.625	36,676	12,225	143

퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.625	0.525	33,742	11,247	140
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	138
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	136
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	134
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	132
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	129
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	127
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	125
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	123
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	121
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.530	30,954	10,318	119
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.530	0.770	38,143	12,714	116
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.770	0.650	41,664	13,888	69
퇴적층(자갈층)	117,281	39,094	0.650	0.975	95,291	31,764	55
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	51
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.620	208,513	69,504	47
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.620	162,104	54,035	43
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.975	208,513	69,504	39
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	35
연 암	2,248,243	749,414	0.975	0.650	1,826,698	608,899	1
퇴적층(자갈층)	117,281	39,094	0.650	0.975	95,291	31,764	70
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	52
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.620	208,513	69,504	48
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.620	162,104	54,035	44
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.975	208,513	69,504	40
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	36
연 암	2,248,243	749,414	0.975	0.650	1,826,698	608,899	17

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.450	0.625	31,541	10,514	171
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.625	0.625	36,676	12,225	144
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.625	0.525	33,742	11,247	141
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	139
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	137
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	135
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	133
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	131
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	128
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	126
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	124
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	122
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.530	30,954	10,318	120
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.530	0.770	38,143	12,714	117
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.770	0.650	41,664	13,888	101
퇴적층(자갈층)	117,281	39,094	0.650	0.975	95,291	31,764	115
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	54

풍화토	261,458	87,153	0.975	0.620	208,513	69,504	50
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.620	162,104	54,035	46
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.975	208,513	69,504	42
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	38
연 암	2,248,243	749,414	0.975	0.650	1,826,698	608,899	34
퇴적층(자갈층)	117,281	39,094	0.650	0.975	95,291	31,764	100
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	53
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.620	208,513	69,504	49
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.620	162,104	54,035	45
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.975	208,513	69,504	41
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	37
연 암	2,248,243	749,414	0.975	0.650	1,826,698	608,899	18

*** 붕괴방지수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **매립층** , **퇴적층(자갈층)**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
매립층	2,696	899	0.425	0.625	1,415	472	145 171
매립층	2,696	899	0.625	0.625	1,685	562	146 170
매립층	2,696	899	0.625	0.730	1,826	609	147 169
매립층	2,696	899	0.730	0.730	1,968	656	148to156 160to168
매립층	2,696	899	0.730	1.050	2,399	800	157 159
매립층	2,696	899	1.050	1.050	2,831	944	158
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.700	0.950	11,936	3,979	55 115
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.950	0.950	13,745	4,582	56 114
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.950	0.675	11,755	3,918	57 113
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.675	0.675	9,766	3,255	58TO66 104TO112
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.675	0.700	9,947	3,316	67 103
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.700	0.700	10,128	3,376	68 102
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.700	0.450	8,319	2,773	69 101

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
풍화토	32,254	10,751	0.700	0.950	26,610	8,870	1 34
풍화토	32,254	10,751	0.950	0.950	30,642	10,214	2 33
풍화토	32,254	10,751	0.950	0.100	16,933	5,644	3 32
풍화토	32,254	10,751	0.100	0.250	5,644	1,881	4 31
풍화토	32,254	10,751	0.250	0.640	14,353	4,784	5 30
풍화토	32,254	10,751	0.640	0.640	20,643	6,881	6TO14 21TO29
풍화토	32,254	10,751	0.640	0.950	25,642	8,547	15 20
풍화토	32,254	10,751	0.950	0.950	30,642	10,214	16 19
풍화토	32,254	10,751	0.950	0.700	26,610	8,870	17 18
퇴적층(자갈층)	18,846	6,282	0.850	0.200	9,894	3,298	71 99
퇴적층(자갈층)	18,846	6,282	0.200	0.300	4,712	1,571	72 98
퇴적층(자갈층)	18,846	6,282	0.300	0.660	9,046	3,015	73 97
퇴적층(자갈층)	18,846	6,282	0.660	0.660	12,439	4,146	74TO82 88TO96
퇴적층(자갈층)	18,846	6,282	0.660	0.575	11,638	3,879	83 87

퇴적층(자갈층)	18,846	6,282	0.575	0.575	10,837	3,612	84 TO 86

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.450	0.625	12,321	4,107	145
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.625	0.625	14,326	4,775	143
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.625	0.525	13,180	4,393	140
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	138
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	136
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	134
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	132
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	129
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	127
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	125
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	123
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	121
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.530	12,092	4,031	119
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.530	0.770	14,900	4,967	116
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.770	0.650	16,275	5,425	69
퇴적층(자갈층)	45,813	15,271	0.650	0.975	37,223	12,408	55
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	51
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.620	81,450	27,150	47
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.620	63,322	21,107	43
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.975	81,450	27,150	39
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	35
연 암	878,220	292,740	0.975	0.650	713,554	237,851	1
퇴적층(자갈층)	45,813	15,271	0.650	0.975	37,223	12,408	70
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	52
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.620	81,450	27,150	48
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.620	63,322	21,107	44
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.975	81,450	27,150	40
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	36
연 암	878,220	292,740	0.975	0.650	713,554	237,851	17

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.450	0.625	12,321	4,107	171
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.625	0.625	14,326	4,775	144
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.625	0.525	13,180	4,393	141
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	139
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	137
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	135
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	133
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	131
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	128
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	126

퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	124
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	122
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.530	12,092	4,031	120
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.530	0.770	14,900	4,967	117
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.770	0.650	16,275	5,425	101
퇴적층(자갈층)	45,813	15,271	0.650	0.975	37,223	12,408	115
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	54
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.620	81,450	27,150	50
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.620	63,322	21,107	46
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.975	81,450	27,150	42
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	38
연 암	878,220	292,740	0.975	0.650	713,554	237,851	34
퇴적층(자갈층)	45,813	15,271	0.650	0.975	37,223	12,408	100
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	53
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.620	81,450	27,150	49
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.620	63,322	21,107	45
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.975	81,450	27,150	41
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	37
연 암	878,220	292,740	0.975	0.650	713,554	237,851	18

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	–	–
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.16 = 0.091 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.16 = 0.224 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

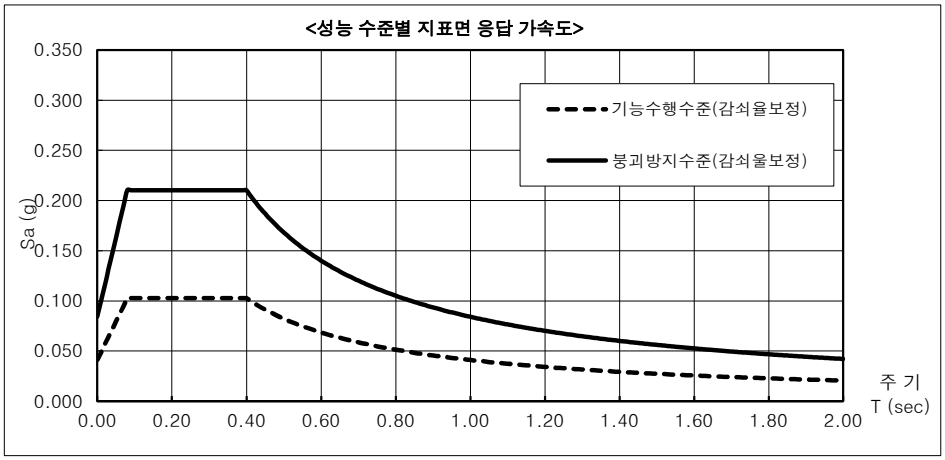
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

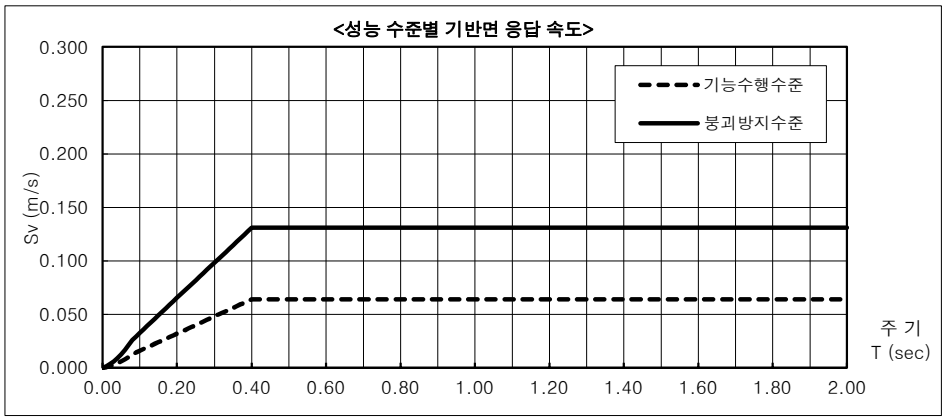
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.200	매립층	-	156	0.056
9.400	퇴적층(자갈층)	-	289	0.130
4.100	풍화토	-	424	0.039
0.000	풍화암	-	631	0.000
14.300	연 암	-	1216	0.047
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.272

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.272 = 0.34 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.103 g = 1.007 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.054 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.200	매립층	-	156	0.056
9.400	퇴적층(자갈층)	-	289	0.130
4.100	풍화토	-	424	0.039
0.000	풍화암	-	631	0.000
14.300	연 암	-	1216	0.047
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.272

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.272 = 0.34 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.210 g = 2.061 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.112 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

$U_{h1} = 2 / \pi^2 \cdot Sv \cdot T_s \cdot \cos(\omega_0 \cdot x_1 / v_{sod1})$ 제 1층에서의 변위

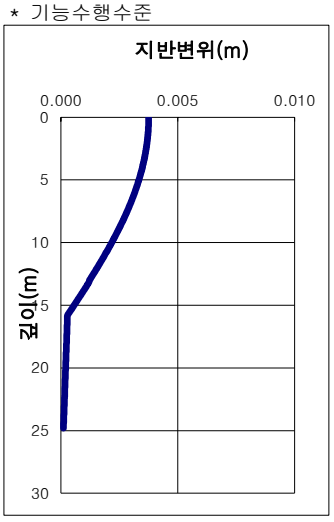
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 8.65 m, H_1 = 15.7 m, H_2 = 14.3 m, γ_1 = 19.1 , γ_2 = 23.0

V_{s0d1} = 306 m/s V_{s0d2} = 1216 m/s α = 0.21

ω_0 = 29.130 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 8.650 m

Sv = 0.054 m/s

Ts = 0.34 sec

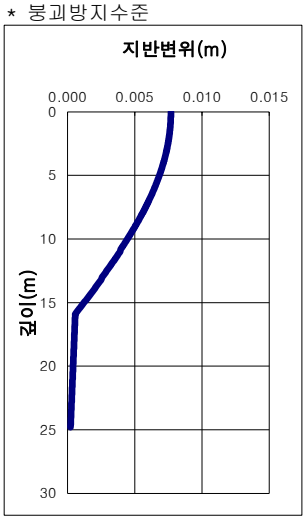
$U(Z_U)$=U(Z=0.850m)

= 0.003740 m

$U(Z_B)$=U(Z=8.650m)

= 0.000951 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 8.650 m

Sv = 0.112 m/s

Ts = 0.34 sec

$U(Z_U)$=U(Z=0.850m)

= 0.007659 m

$U(Z_B)$=J(Z=13.790m

= 0.001948 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

*** 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 4,467 \times 0.003740 = 16.709$ kN/m^2 (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 899 \times 0.007659 = 6.883$ kN/m^2 (붕괴방지수준)

*** 측벽에 작용하는 지반변위하중**

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	145	0.850	0.003740	0.000951	0.002789	58,681	163.653
	143	1.475	0.003716	0.000951	0.002764	58,681	162.203
	140	2.100	0.003678	0.000951	0.002726	58,681	159.979
	138	2.625	0.003636	0.000951	0.002684	58,681	157.518
	136	3.150	0.003585	0.000951	0.002633	58,681	154.524
	134	3.675	0.003525	0.000951	0.002573	58,681	151.003
	132	4.200	0.003456	0.000951	0.002504	58,681	146.963
	129	4.725	0.003378	0.000951	0.002427	58,681	142.417
	127	5.250	0.003292	0.000951	0.002341	58,681	137.373
	125	5.775	0.003198	0.000951	0.002247	58,681	131.846
	123	6.300	0.003096	0.000951	0.002145	58,681	125.849
	121	6.825	0.002986	0.000951	0.002035	58,681	119.398
	119	7.350	0.002869	0.000951	0.001917	58,681	112.507
	116	7.880	0.002743	0.000951	0.001791	58,681	105.124
	69	8.650	0.002548	0.000951	0.001596	58,681	93.670
	55	8.650	0.002548	0.000951	0.001596	117,281	187.210
	51	9.625	0.002281	0.000951	0.001330	261,458	347.626
	47	10.600	0.001995	0.000951	0.001043	261,458	272.751
	43	11.220	0.001803	0.000951	0.000852	261,458	222.754
	39	11.840	0.001606	0.000951	0.000654	261,458	171.111
	35	12.815	0.001284	0.000951	0.000333	261,458	87.005
	1	13.790	0.000951	0.000951	0.000000	2,248,243	0.000
	70	8.650	0.002548	0.000951	0.001596	117,281	187.210
	52	9.625	0.002281	0.000951	0.001330	261,458	347.626
	48	10.600	0.001995	0.000951	0.001043	261,458	272.751
	44	11.220	0.001803	0.000951	0.000852	261,458	222.754
	40	11.840	0.001606	0.000951	0.000654	261,458	171.111
	36	12.815	0.001284	0.000951	0.000333	261,458	87.005
	17	13.790	0.000951	0.000951	0.000000	2,248,243	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	171	0.850	0.003740	0.000951	0.002789	58,681	163.653
	144	1.475	0.003716	0.000951	0.002764	58,681	162.203
	141	2.100	0.003678	0.000951	0.002726	58,681	159.979
	139	2.625	0.003636	0.000951	0.002684	58,681	157.518
	137	3.150	0.003585	0.000951	0.002633	58,681	154.524
	135	3.675	0.003525	0.000951	0.002573	58,681	151.003
	133	4.200	0.003456	0.000951	0.002504	58,681	146.963
	131	4.725	0.003378	0.000951	0.002427	58,681	142.417
	128	5.250	0.003292	0.000951	0.002341	58,681	137.373
	126	5.775	0.003198	0.000951	0.002247	58,681	131.846
	124	6.300	0.003096	0.000951	0.002145	58,681	125.849
	122	6.825	0.002986	0.000951	0.002035	58,681	119.398
	120	7.350	0.002869	0.000951	0.001917	58,681	112.507
	117	7.880	0.002743	0.000951	0.001791	58,681	105.124
	101	8.650	0.002548	0.000951	0.001596	58,681	93.670
	115	8.650	0.002548	0.000951	0.001596	117,281	187.210
	54	9.625	0.002281	0.000951	0.001330	261,458	347.626
	50	10.600	0.001995	0.000951	0.001043	261,458	272.751
	46	11.220	0.001803	0.000951	0.000852	261,458	222.754
	42	11.840	0.001606	0.000951	0.000654	261,458	171.111
	38	12.815	0.001284	0.000951	0.000333	261,458	87.005
	34	13.790	0.000951	0.000951	0.000000	2,248,243	0.000
	100	8.650	0.002548	0.000951	0.001596	117,281	187.210
	53	9.625	0.002281	0.000951	0.001330	261,458	347.626
	49	10.600	0.001995	0.000951	0.001043	261,458	272.751
	45	11.220	0.001803	0.000951	0.000852	261,458	222.754
	41	11.840	0.001606	0.000951	0.000654	261,458	171.111
	37	12.815	0.001284	0.000951	0.000333	261,458	87.005
	18	13.790	0.000951	0.000951	0.000000	2,248,243	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	145	0.850	0.007659	0.001948	0.005711	22,922	130.910
	143	1.475	0.007609	0.001948	0.005660	22,922	129.750
	140	2.100	0.007531	0.001948	0.005583	22,922	127.971
	138	2.625	0.007445	0.001948	0.005497	22,922	126.003
	136	3.150	0.007341	0.001948	0.005392	22,922	123.607
	134	3.675	0.007218	0.001948	0.005270	22,922	120.791
	132	4.200	0.007077	0.001948	0.005129	22,922	117.560
	129	4.725	0.006918	0.001948	0.004970	22,922	113.922
	127	5.250	0.006742	0.001948	0.004794	22,922	109.888
	125	5.775	0.006549	0.001948	0.004601	22,922	105.467
	123	6.300	0.006340	0.001948	0.004392	22,922	100.670
	121	6.825	0.006115	0.001948	0.004167	22,922	95.509
	119	7.350	0.005874	0.001948	0.003926	22,922	89.997
	116	7.880	0.005617	0.001948	0.003669	22,922	84.091
	69	8.650	0.005217	0.001948	0.003269	22,922	74.929
	55	8.650	0.005217	0.001948	0.003269	45,813	149.754
	51	9.625	0.004671	0.001948	0.002723	102,132	278.075
	47	10.600	0.004084	0.001948	0.002136	102,132	218.180
	43	11.220	0.003693	0.001948	0.001745	102,132	178.187
	39	11.840	0.003288	0.001948	0.001340	102,132	136.876
	35	12.815	0.002630	0.001948	0.000681	102,132	69.597
	1	13.790	0.001948	0.001948	0.000000	878,220	0.000
	70	8.650	0.005217	0.001948	0.003269	45,813	149.754
	52	9.625	0.004671	0.001948	0.002723	102,132	278.075
	48	10.600	0.004084	0.001948	0.002136	102,132	218.180
	44	11.220	0.003693	0.001948	0.001745	102,132	178.187
	40	11.840	0.003288	0.001948	0.001340	102,132	136.876
	36	12.815	0.002630	0.001948	0.000681	102,132	69.597
	17	13.790	0.001948	0.001948	0.000000	878,220	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	171	0.850	0.007659	0.001948	0.005711	22,922	130.910
	144	1.475	0.007609	0.001948	0.005660	22,922	129.750
	141	2.100	0.007531	0.001948	0.005583	22,922	127.971
	139	2.625	0.007445	0.001948	0.005497	22,922	126.003
	137	3.150	0.007341	0.001948	0.005392	22,922	123.607
	135	3.675	0.007218	0.001948	0.005270	22,922	120.791
	133	4.200	0.007077	0.001948	0.005129	22,922	117.560
	131	4.725	0.006918	0.001948	0.004970	22,922	113.922
	128	5.250	0.006742	0.001948	0.004794	22,922	109.888
	126	5.775	0.006549	0.001948	0.004601	22,922	105.467
	124	6.300	0.006340	0.001948	0.004392	22,922	100.670
	122	6.825	0.006115	0.001948	0.004167	22,922	95.509
	120	7.350	0.005874	0.001948	0.003926	22,922	89.997
	117	7.880	0.005617	0.001948	0.003669	22,922	84.091
	101	8.650	0.005217	0.001948	0.003269	22,922	74.929
	115	8.650	0.005217	0.001948	0.003269	45,813	149.754
	54	9.625	0.004671	0.001948	0.002723	102,132	278.075
	50	10.600	0.004084	0.001948	0.002136	102,132	218.180
	46	11.220	0.003693	0.001948	0.001745	102,132	178.187
	42	11.840	0.003288	0.001948	0.001340	102,132	136.876
	38	12.815	0.002630	0.001948	0.000681	102,132	69.597
	34	13.790	0.001948	0.001948	0.000000	878,220	0.000
	100	8.650	0.005217	0.001948	0.003269	45,813	149.754
	53	9.625	0.004671	0.001948	0.002723	102,132	278.075
	49	10.600	0.004084	0.001948	0.002136	102,132	218.180
	45	11.220	0.003693	0.001948	0.001745	102,132	178.187
	41	11.840	0.003288	0.001948	0.001340	102,132	136.876
	37	12.815	0.002630	0.001948	0.000681	102,132	69.597
	18	13.790	0.001948	0.001948	0.000000	878,220	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 2.997$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 4.311 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 3.654$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 2.397$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 3.448 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 2.923$ kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.827$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 1.903 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 1.365$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.662$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 1.522 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 1.092$ kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.850 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.091 × 0.987 = 2.026 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.224 × 0.987 = 4.976 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 1.300 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.290 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.300 × 25.0 × 0.091 × 0.876 = 2.595 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.300 × 25.0 × 0.224 × 0.876 = 6.375 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 1.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.650 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.000 × 25.0 × 0.091 × 0.870 = 1.984 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.000 × 25.0 × 0.224 × 0.870 = 4.873 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 1.300 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 13.790 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.300 × 25.0 × 0.091 × 0.793 = 2.351 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.300 × 25.0 × 0.224 × 0.793 = 5.774 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 좌측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
본선	145	0.850	0.900	25.0	0.091	0.224	0.987	2.026	4.976
	143	1.475	0.900	25.0	0.091	0.224	0.978	2.007	4.928
	140	2.100	0.900	25.0	0.091	0.224	0.969	1.987	4.881
	138	2.625	0.900	25.0	0.091	0.224	0.961	1.971	4.842
	136	3.150	0.900	25.0	0.091	0.224	0.953	1.955	4.802
	134	3.675	0.900	25.0	0.091	0.224	0.945	1.939	4.762
	132	4.200	0.900	25.0	0.091	0.224	0.937	1.923	4.722
	129	4.725	0.900	25.0	0.091	0.224	0.929	1.907	4.683
	127	5.250	0.900	25.0	0.091	0.224	0.921	1.890	4.643
	125	5.775	0.900	25.0	0.091	0.224	0.913	1.874	4.603
	123	6.300	0.900	25.0	0.091	0.224	0.906	1.858	4.564
	121	6.825	0.900	25.0	0.091	0.224	0.898	1.842	4.524
	119	7.350	0.900	25.0	0.091	0.224	0.890	1.826	4.484
	116	7.880	0.900	25.0	0.091	0.224	0.882	1.809	4.444
	69	8.650	0.900	25.0	0.091	0.224	0.870	1.786	4.386
램프	55	8.650	1.400	25.0	0.091	0.224	0.870	2.778	6.823
	51	9.625	1.400	25.0	0.091	0.224	0.856	2.731	6.708
	47	10.600	1.400	25.0	0.091	0.224	0.841	2.684	6.593
	43	11.220	1.400	25.0	0.091	0.224	0.832	2.655	6.521
	39	11.840	1.400	25.0	0.091	0.224	0.822	2.625	6.448
	35	12.815	1.400	25.0	0.091	0.224	0.808	2.578	6.333
	1	13.790	1.400	25.0	0.091	0.224	0.793	2.532	6.218
	70	8.650	1.400	25.0	0.091	0.224	0.870	2.778	6.823
	52	9.625	1.400	25.0	0.091	0.224	0.856	2.731	6.708
	48	10.600	1.400	25.0	0.091	0.224	0.841	2.684	6.593
	44	11.220	1.400	25.0	0.091	0.224	0.832	2.655	6.521
	40	11.840	1.400	25.0	0.091	0.224	0.822	2.625	6.448
	36	12.815	1.400	25.0	0.091	0.224	0.808	2.578	6.333
	17	13.790	1.400	25.0	0.091	0.224	0.793	2.532	6.218

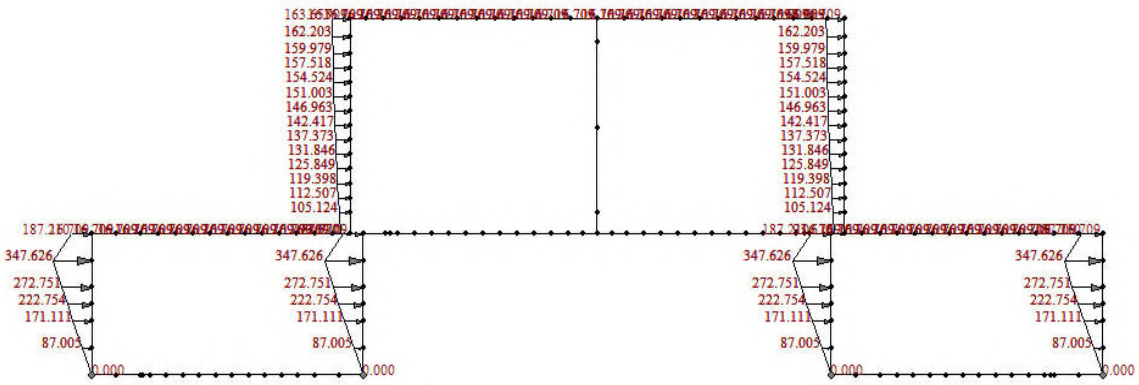
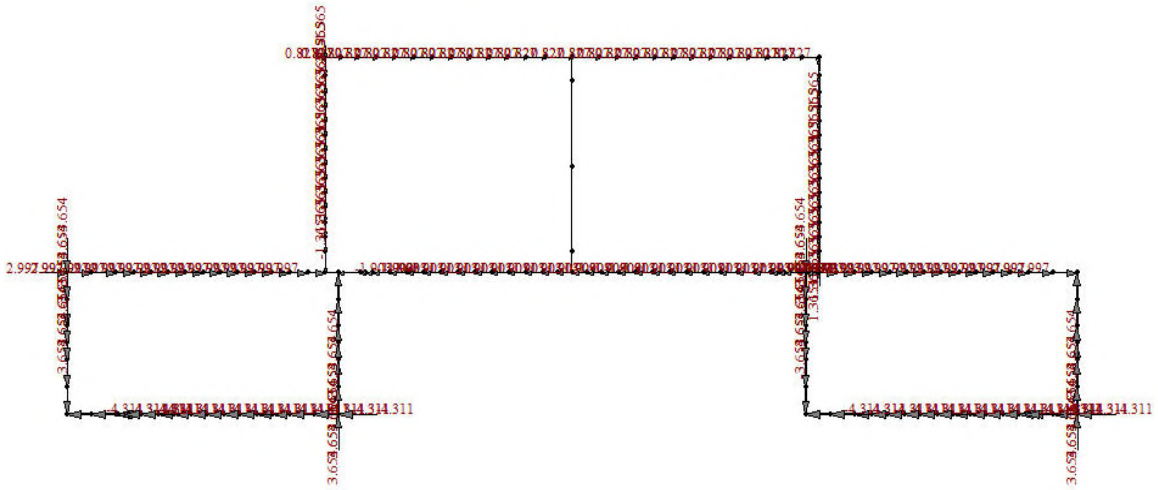
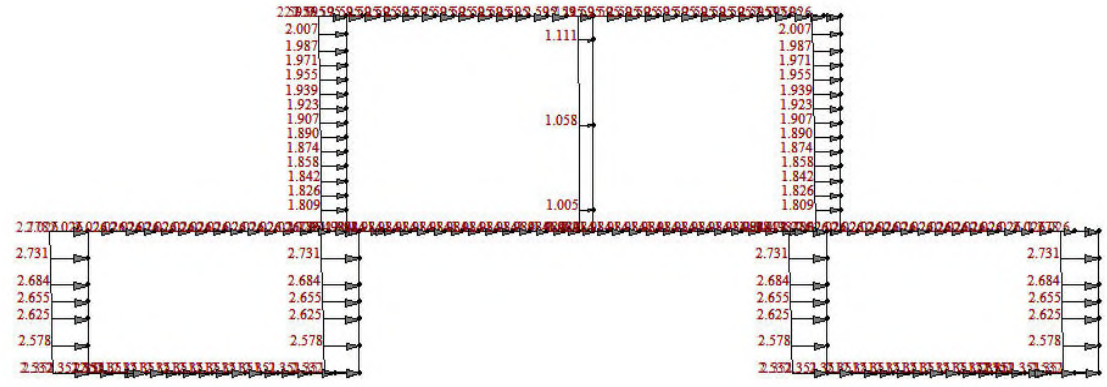
- 우측벽체 관성력

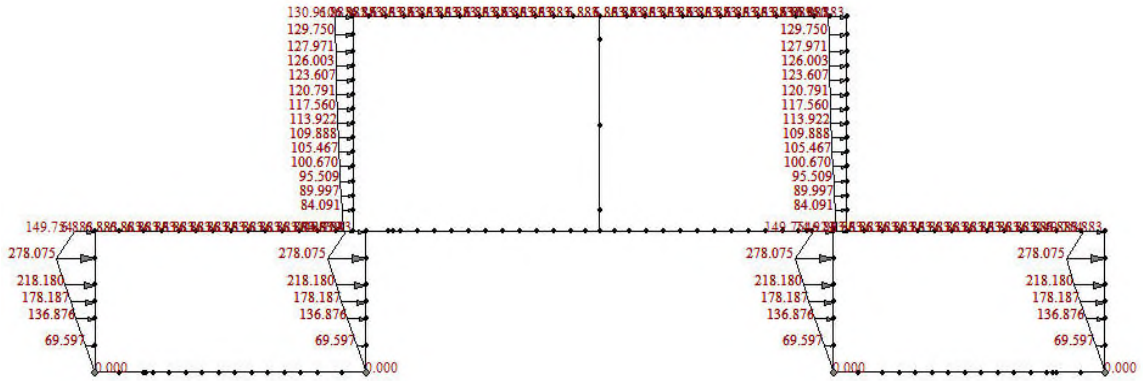
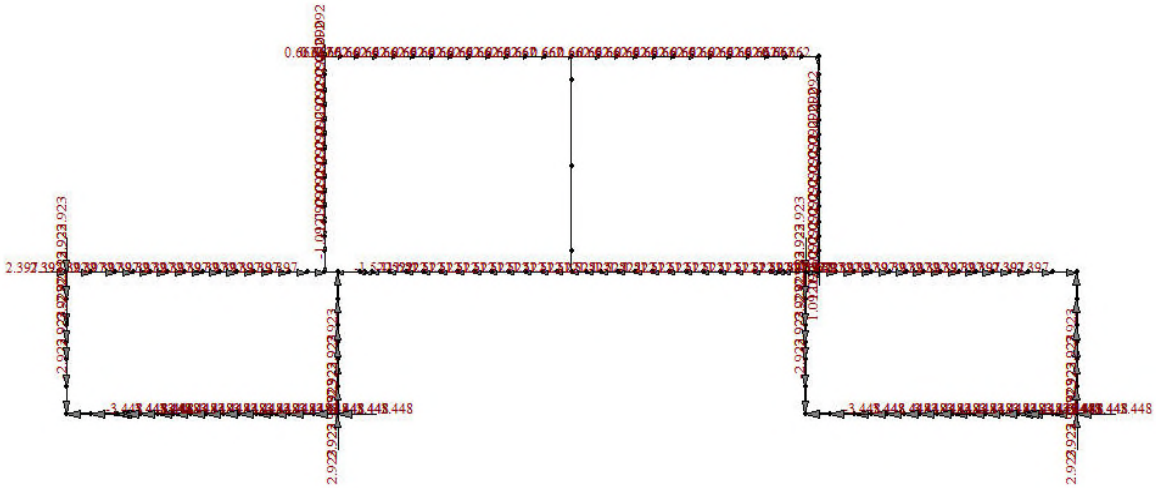
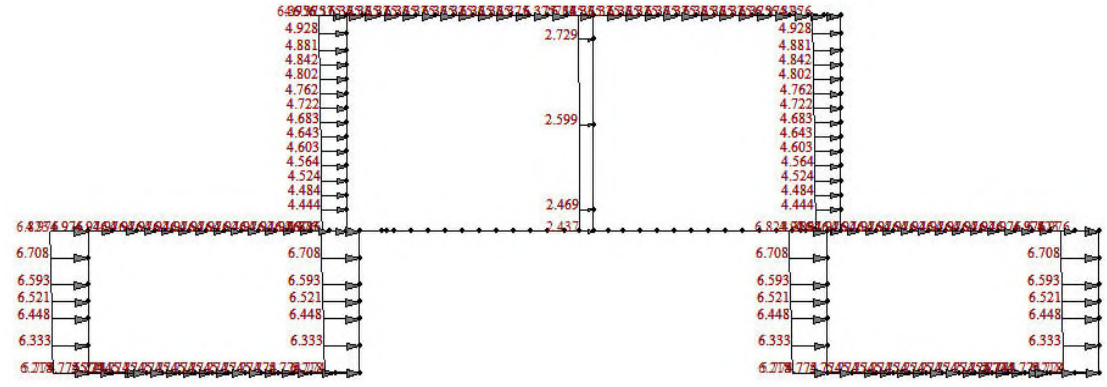
구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
본선	171	0.850	0.900	25.0	0.091	0.224	0.987	2.026	4.976
	144	1.475	0.900	25.0	0.091	0.224	0.978	2.007	4.928
	141	2.100	0.900	25.0	0.091	0.224	0.969	1.987	4.881
	139	2.625	0.900	25.0	0.091	0.224	0.961	1.971	4.842
	137	3.150	0.900	25.0	0.091	0.224	0.953	1.955	4.802
	135	3.675	0.900	25.0	0.091	0.224	0.945	1.939	4.762
	133	4.200	0.900	25.0	0.091	0.224	0.937	1.923	4.722
	131	4.725	0.900	25.0	0.091	0.224	0.929	1.907	4.683
	128	5.250	0.900	25.0	0.091	0.224	0.921	1.890	4.643
	126	5.775	0.900	25.0	0.091	0.224	0.913	1.874	4.603
	124	6.300	0.900	25.0	0.091	0.224	0.906	1.858	4.564
	122	6.825	0.900	25.0	0.091	0.224	0.898	1.842	4.524
	120	7.350	0.900	25.0	0.091	0.224	0.890	1.826	4.484
	117	7.880	0.900	25.0	0.091	0.224	0.882	1.809	4.444
	101	8.650	0.900	25.0	0.091	0.224	0.870	1.786	4.386
램프	115	8.650	1.400	25.0	0.091	0.224	0.870	2.778	6.823
	54	9.625	1.400	25.0	0.091	0.224	0.856	2.731	6.708
	50	10.600	1.400	25.0	0.091	0.224	0.841	2.684	6.593
	46	11.220	1.400	25.0	0.091	0.224	0.832	2.655	6.521
	42	11.840	1.400	25.0	0.091	0.224	0.822	2.625	6.448
	38	12.815	1.400	25.0	0.091	0.224	0.808	2.578	6.333
	34	13.790	1.400	25.0	0.091	0.224	0.793	2.532	6.218
	100	8.650	1.400	25.0	0.091	0.224	0.870	2.778	6.823
	53	9.625	1.400	25.0	0.091	0.224	0.856	2.731	6.708
	49	10.600	1.400	25.0	0.091	0.224	0.841	2.684	6.593
	45	11.220	1.400	25.0	0.091	0.224	0.832	2.655	6.521
	41	11.840	1.400	25.0	0.091	0.224	0.822	2.625	6.448
	37	12.815	1.400	25.0	0.091	0.224	0.808	2.578	6.333
	18	13.790	1.400	25.0	0.091	0.224	0.793	2.532	6.218

- 본선 중앙벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
중앙벽체	158	0.850	0.500	25.0	0.091	0.224	0.987	1.125	2.764
	142	1.700	0.500	25.0	0.091	0.224	0.975	1.111	2.729
	130	4.790	0.500	25.0	0.091	0.224	0.928	1.058	2.599
	118	7.880	0.500	25.0	0.091	0.224	0.882	1.005	2.469
	85	8.650	0.500	25.0	0.091	0.224	0.870	0.992	2.437

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

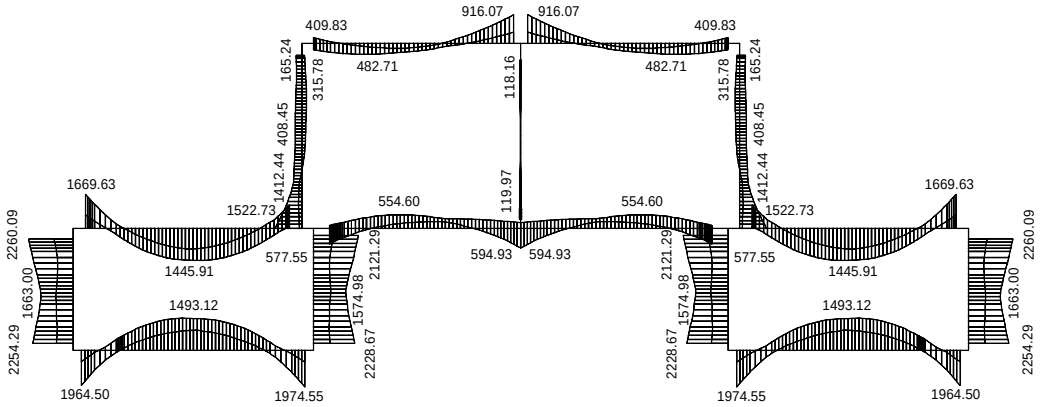
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

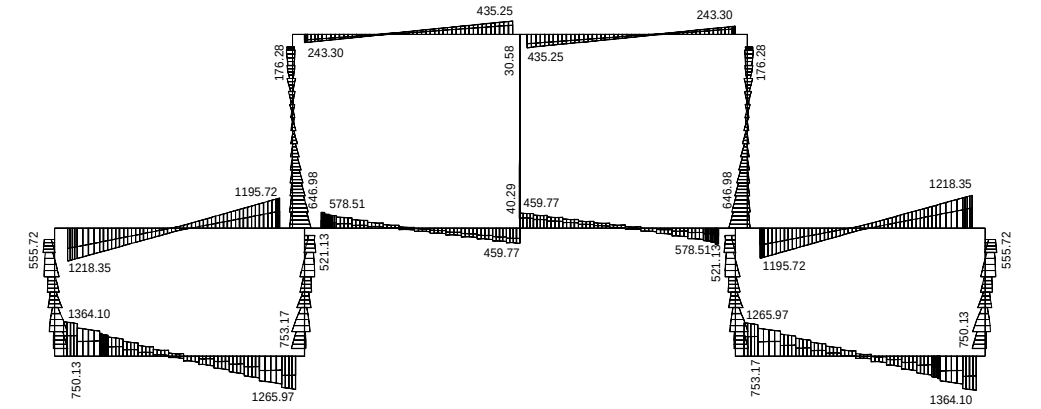
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압		
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有				
				좌측	우측		좌측	우측								
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	

6. 단면력도

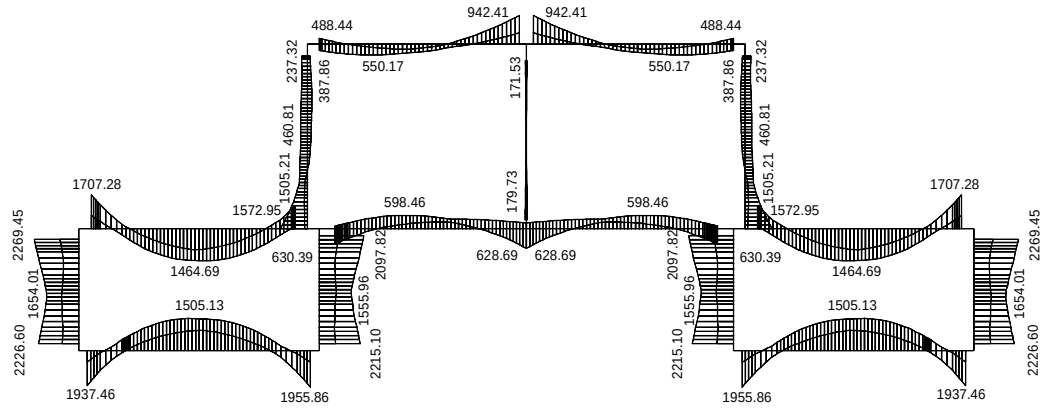
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)



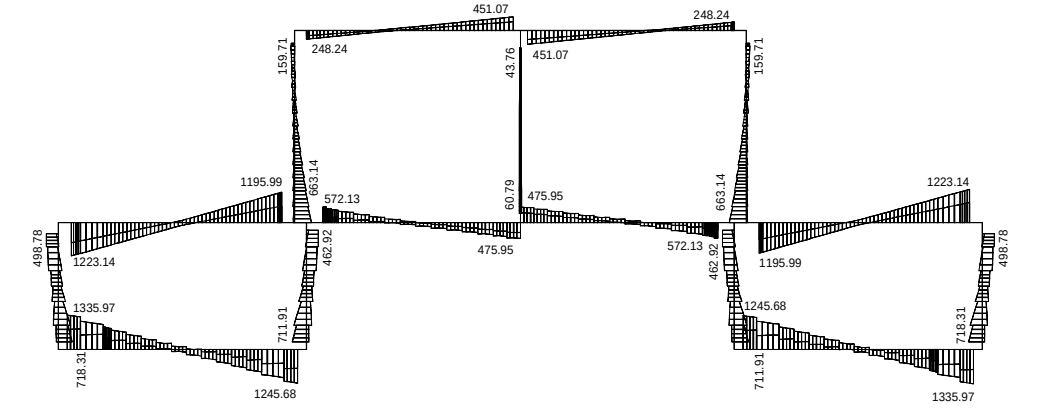
기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 - 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	램프벽체부	57	I[55]	1669.630	-	893.500	-
	램프중앙부	63	J[62]	1451.140	-	-	-
	램프접합부	70	J[69]	1522.730	-	985.580	-
	본선접합부	149	J[146]	456.700	-	194.420	-
	본선중앙부	152	I[148]	510.630	-	-	-
	중앙벽체부	161	J[158]	916.070	-	348.270	-
하 부 슬래브	램프벽체부	1	I[1]	1964.500	-	907.120	-
	램프중앙부	9	I[9]	1493.120	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	1974.550	-	857.620	-
	본선접합부	72	I[70]	634.050	0.000	508.450	-
	본선중앙부	79	3/4	542.690	0.000	-	-
	중앙벽체부	86	J[85]	597.580	0.000	340.550	-
	램프측구	4	J[5]	853.690	0.000	865.970	-
	본선측구	74	I[72]	451.620	0.000	473.720	-

7.1.2 벽체: 램프

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	53	J[55]	2270.460	762.100	330.010	
		P_{max}	53	I[51]	556.580	1374.130	330.010	
	중앙 부모멘트	M_{max}	41	J[43]	1663.000	900.970	-	
		P_{max}	41	I[39]	808.910	1413.250	-	
	하단	M_{max}	33	I[1]	2254.290	1016.280	668.980	
		P_{max}	33	I[1]	620.640	1460.770	668.980	
내측 벽체	상단	M_{max}	54	J[70]	2121.290	1120.130	330.350	
		P_{max}	54	I[52]	1953.730	1155.300	330.350	
	중앙 부모멘트	M_{max}	42	J[44]	1574.980	1237.930	-	
		P_{max}	42	I[40]	1523.750	1266.630	-	
	하단	M_{max}	34	I[17]	2228.670	1368.260	671.390	
		P_{max}	34	I[17]	2228.670	1368.260	671.390	

7.1.3 벽체 :본선

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	316	278	315.780	278.430	176.390	
		P_{max}	297	294	297.040	293.790	176.390	
	중앙 부모멘트	M_{max}	461	157	460.850	157.140	-	
		P_{max}	113	394	112.650	394.230	-	
	하단	M_{max}	1493	214	1493.430	214.200	593.300	
		P_{max}	214	463	213.570	462.870	593.300	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	163	487	162.790	486.850	41.910	
		P_{max}	114	817	113.560	816.840	41.910	
	중앙	M_{max}	153	564	152.950	564.410	-	
		P_{max}	104	908	104.170	907.750	-	
	하단	M_{max}	176	573	176.040	572.900	58.940	
		P_{max}	120	919	119.970	919.080	58.940	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	램프벽체부	57	I[55]	1707.280	-	902.960	-
	램프중앙부	63	J[62]	1445.880	-	-	-
	램프접합부	70	J[69]	1572.950	-	988.890	-
	본선접합부	149	J[146]	488.440	-	200.980	-
	본선중앙부	152	I[148]	546.870	-	-	-
	중앙벽체부	161	J[158]	942.410	-	363.880	-
하 부 슬래브	램프벽체부	1	I[1]	1937.460	-	892.050	-
	램프중앙부	9	I[9]	1504.210	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	1955.860	-	850.980	-
	본선접합부	72	I[70]	630.390	0.000	504.160	-
	본선중앙부	79	2/4	588.280	0.000	-	-
	중앙벽체부	86	J[85]	628.690	0.000	356.850	-
	램프측구	4	J[5]	867.540	0.000	852.910	-
	본선측구	74	I[72]	448.500	0.000	470.570	-

8.1.2 벽체 : 램프

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	상단	M_{max}	53	J[55]	2269.450	762.100	318.500	
		P_{max}	53	I[51]	543.310	1381.920	318.500	
	중앙 부모멘트	M_{max}	41	J[43]	1654.010	887.280	-	
		P_{max}	41	I[39]	805.290	1428.300	-	
	하단	M_{max}	33	I[1]	2226.600	1002.350	620.640	
		P_{max}	33	I[1]	648.330	1474.700	620.640	
내측 벽체	상단	M_{max}	54	J[70]	2097.820	1113.830	284.270	
		P_{max}	54	I[52]	1927.740	1156.840	284.270	
	중앙 부모멘트	M_{max}	42	I[40]	1555.960	1265.420	-	
		P_{max}	42	I[40]	1555.960	1265.420	-	
	하단	M_{max}	34	I[17]	2215.100	1360.190	614.750	
		P_{max}	34	I[17]	2215.100	1360.190	614.750	

8.1.3 벽체 : 본선

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	388	284	387.860	283.700	176.840	
		P_{max}	370	300	370.450	299.570	176.840	
	중앙 부모멘트	M_{max}	461	157	460.810	157.140	-	
		P_{max}	60	406	60.290	405.870	-	
	하단	M_{max}	1505	214	1505.210	214.200	591.120	
		P_{max}	121	478	120.810	478.210	591.120	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	172	487	171.530	486.850	43.760	
		P_{max}	165	817	164.970	816.840	43.760	
	중앙	M_{max}	156	908	155.910	907.750	-	
		P_{max}	156	908	155.910	907.750	-	
	하단	M_{max}	180	919	179.730	919.080	60.790	
		P_{max}	180	919	179.730	919.080	60.790	

국회대로 지하차도

STA.0+539.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

$D / B_o \geq 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
$D / B_o < 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 1 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8{,}500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간슬래브	외측벽체	기둥	거더
상면(벽체외측)	100	80	80	100	90	135
하면(벽체내측)	80	100	80	80	90	90

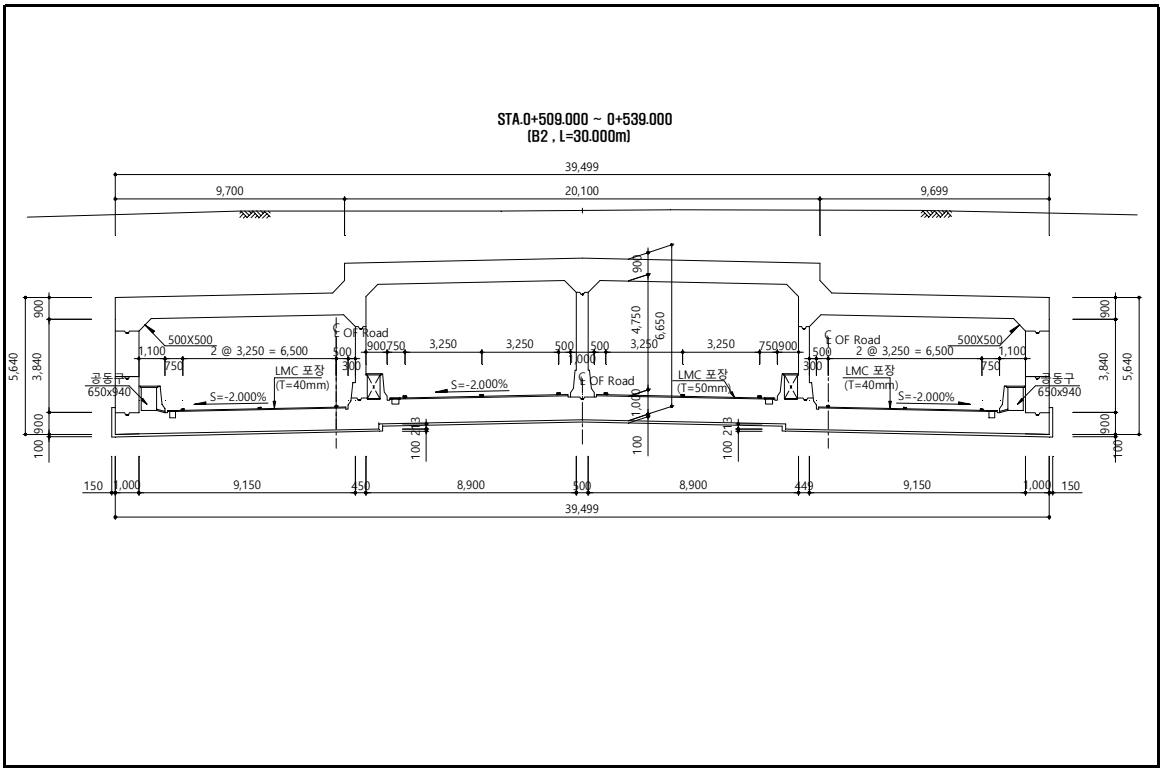
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

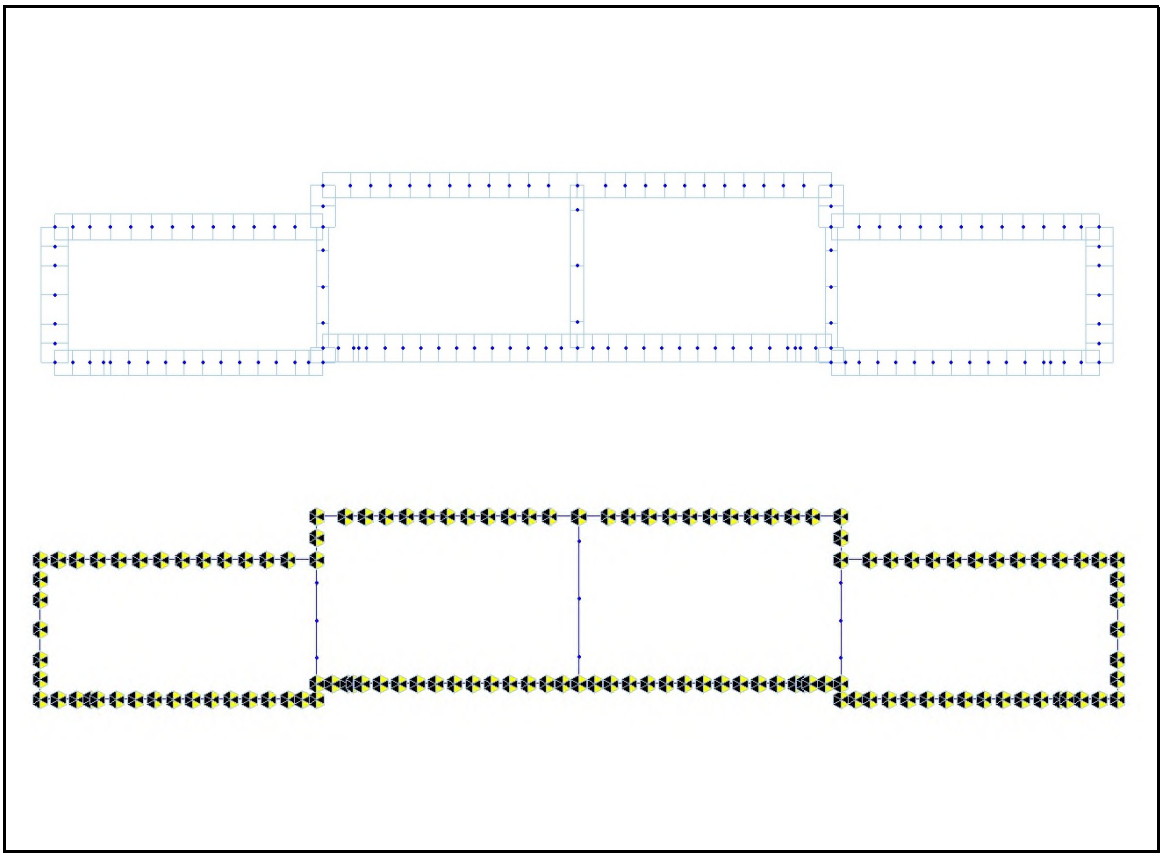
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	2.000	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	9.000	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	12.200	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	6.300	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	0.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 17.200 m = 39.500 m = 6.206 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo} (B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho} (B_H/0.3)^{-3/4}$

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,167	28,284	4,389	9,428	107,168	2,757	11,048	919	3,683
퇴적층(자갈층)	987,663	47,403	101,822	15,801	33,941	385,806	18,517	39,774	6,172	13,258
풍화토	2,201,831	105,677	226,995	35,226	75,665	860,090	41,280	88,670	13,760	29,557
풍화암	5,043,990	242,086	520,004	80,695	173,335	1,970,308	94,565	203,126	31,522	67,709
연 암	18,933,228	908,697	1,951,896	302,899	650,632	7,395,792	354,960	762,460	118,320	254,153
보통암	15,536,147	745,655	1,601,679	248,552	533,893	6,068,807	291,271	625,656	97,090	208,552
경 암	59,590,479	2,860,036	6,143,403	953,345	2,047,801	23,277,531	1,117,202	2,399,767	372,401	799,922

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	10,837	34,619	3,612	11,540	107,168	4,233	13,523	1,411	4,508
퇴적층(자갈층)	987,663	39,014	124,628	13,005	41,543	385,806	15,240	48,683	5,080	16,228
풍화토	2,201,831	86,975	277,838	28,992	92,613	860,090	33,975	108,530	11,325	36,177
풍화암	5,043,990	199,245	636,475	66,415	212,158	1,970,308	77,830	248,623	25,943	82,874
연 암	18,933,228	747,889	2,389,086	249,296	796,362	7,395,792	292,144	933,237	97,381	311,079
보통암	15,536,147	613,699	1,960,426	204,566	653,475	6,068,807	239,726	765,791	79,909	255,264
경 암	59,590,479	2,353,906	7,519,415	784,635	2,506,472	23,277,531	919,495	2,937,272	306,498	979,091

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **매립층** , **퇴적층(자갈층)**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	1.000	0.650	32,187	10,729	86 113
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.650	0.650	25,359	8,453	87 112
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.650	0.755	27,407	9,136	88 111
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.755	0.755	29,456	9,819	89 to 97, 102 to 110
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.755	1.025	34,722	11,574	98 101
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	1.025	0.900	37,551	12,517	99 100
매립층	13,167	4,389	0.900	1.025	12,674	4,225	117 141
매립층	13,167	4,389	1.025	0.730	11,554	3,851	118 140
매립층	13,167	4,389	0.730	0.730	9,612	3,204	119 to 127, 131 to 139
매립층	13,167	4,389	0.730	1.050	11,719	3,906	128 130
매립층	13,167	4,389	1.050	1.050	13,826	4,609	129

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층** , **풍화암**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	1.000	0.650	32,187	10,729	1 34
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.650	0.650	25,359	8,453	2 33
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.650	0.500	22,433	7,478	3 32
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.500	0.250	14,630	4,877	4 31
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.250	0.680	18,142	6,047	5 30
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.680	0.680	26,530	8,843	6 to 14, 21 to 29
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.680	0.513	23,262	7,754	15 20
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.513	0.513	19,995	6,665	16 19
퇴적층(자갈층)	39,014	13,005	0.513	0.900	27,554	9,185	17 18
퇴적층(자갈층)	47,403	15,801	0.563	0.563	26,664	8,888	36 66
퇴적층(자갈층)	47,403	15,801	0.563	0.200	18,072	6,024	37 65
퇴적층(자갈층)	47,403	15,801	0.200	0.300	11,851	3,950	38 64
퇴적층(자갈층)	47,403	15,801	0.300	0.660	22,753	7,584	39 63
퇴적층(자갈층)	47,403	15,801	0.660	0.660	31,286	10,429	40 TO 48 54 TO 62
퇴적층(자갈층)	47,403	15,801	0.660	0.575	29,271	9,757	49 53
퇴적층(자갈층)	47,403	15,801	0.575	0.575	27,257	9,086	50 TO 52

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , 퇴적층(자갈층) , 풍화암 , 연 암 , 보통암]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	101,822	33,941	0.900	0.900	91,640	30,547	117
퇴적층(자갈층)	101,822	33,941	0.900	0.733	83,137	27,712	115
퇴적층(자갈층)	101,822	33,941	0.733	0.733	74,635	24,878	99
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.733	0.675	87,738	29,246	86
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	0.675	84,124	28,041	84
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	1.020	105,622	35,207	80
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	1.020	1.020	127,121	42,374	75
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	1.020	0.675	105,622	35,207	70
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	0.675	84,124	28,041	68
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	1.000	104,376	34,792	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	101,822	33,941	0.900	0.900	91,640	30,547	141
퇴적층(자갈층)	101,822	33,941	0.900	0.733	83,137	27,712	116
퇴적층(자갈층)	101,822	33,941	0.733	0.733	74,635	24,878	100
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.733	0.675	87,738	29,246	113
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	0.675	84,124	28,041	85
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	1.020	105,622	35,207	81
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	1.020	1.020	127,121	42,374	76
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	1.020	0.675	105,622	35,207	71
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	0.675	84,124	28,041	69
퇴적층(자갈층)	124,628	41,543	0.675	1.000	104,376	34,792	34

*** 붕괴방지수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **매립층**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	1.000	0.650	12,573	4,191	86 113
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.650	0.650	9,906	3,302	87 112
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.650	0.755	10,706	3,569	88 111
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.755	0.755	11,506	3,835	89 to 97, 102 to 110
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.755	1.025	13,563	4,521	98 101
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	1.025	0.900	14,668	4,889	99 100
매립층	2,757	919	0.900	1.025	2,654	885	117 141
매립층	2,757	919	1.025	0.730	2,419	806	118 140
매립층	2,757	919	0.730	0.730	2,013	671	119 to 127, 131 to 139
매립층	2,757	919	0.730	1.050	2,454	818	128 130
매립층	2,757	919	1.050	1.050	2,895	965	129

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **매립층**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	1.000	0.650	12,573	4,191	1 34
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.650	0.650	9,906	3,302	2 33
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.650	0.500	8,763	2,921	3 32
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.500	0.250	5,715	1,905	4 31
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.250	0.680	7,087	2,362	5 30
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.680	0.680	10,363	3,454	6 to 14, 21 to 29
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.680	0.513	9,087	3,029	15 20
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.513	0.513	7,810	2,603	16 19
퇴적층(자갈층)	15,240	5,080	0.513	0.900	10,763	3,588	17 18
퇴적층(자갈층)	18,517	6,172	0.563	0.563	10,416	3,472	36 66
퇴적층(자갈층)	18,517	6,172	0.563	0.200	7,059	2,353	37 65
퇴적층(자갈층)	18,517	6,172	0.200	0.300	4,629	1,543	38 64
퇴적층(자갈층)	18,517	6,172	0.300	0.660	8,888	2,963	39 63
퇴적층(자갈층)	18,517	6,172	0.660	0.660	12,221	4,074	40 TO 48 54 TO 62
퇴적층(자갈층)	18,517	6,172	0.660	0.575	11,434	3,811	49 53
퇴적층(자갈층)	18,517	6,172	0.575	0.575	10,647	3,549	50 TO 52

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	39,774	13,258	0.900	0.900	35,797	11,932	117
퇴적층(자갈층)	39,774	13,258	0.900	0.733	32,476	10,825	115
퇴적층(자갈층)	39,774	13,258	0.733	0.733	29,154	9,718	99
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.733	0.675	34,273	11,424	86
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	0.675	32,861	10,954	84
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	1.020	41,259	13,753	80
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	1.020	1.020	49,656	16,552	75
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	1.020	0.675	41,259	13,753	70
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	0.675	32,861	10,954	68
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	1.000	40,772	13,591	1

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	39,774	13,258	0.900	0.900	35,797	11,932	141
퇴적층(자갈층)	39,774	13,258	0.900	0.733	32,476	10,825	116
퇴적층(자갈층)	39,774	13,258	0.733	0.733	29,154	9,718	100
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.733	0.675	34,273	11,424	113
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	0.675	32,861	10,954	85
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	1.020	41,259	13,753	81
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	1.020	1.020	49,656	16,552	76
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	1.020	0.675	41,259	13,753	71
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	0.675	32,861	10,954	69
퇴적층(자갈층)	48,683	16,228	0.675	1.000	40,772	13,591	34

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	–	–
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.16 = 0.091 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.16 = 0.224 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

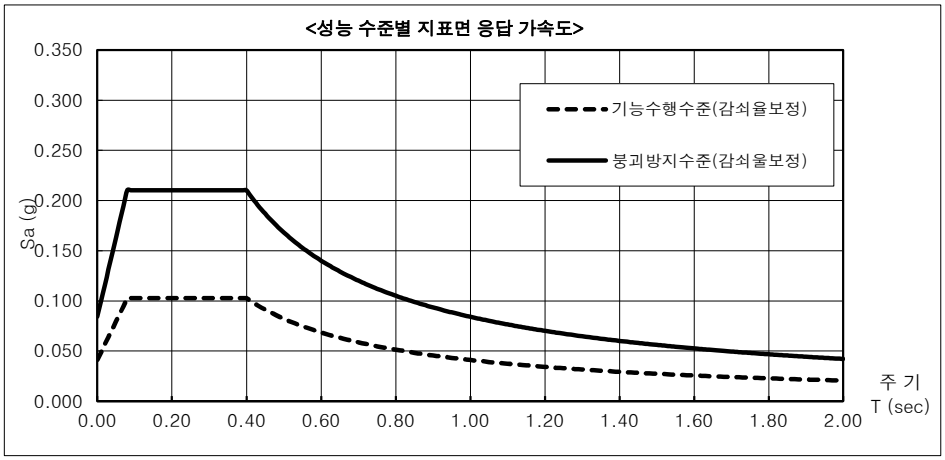
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

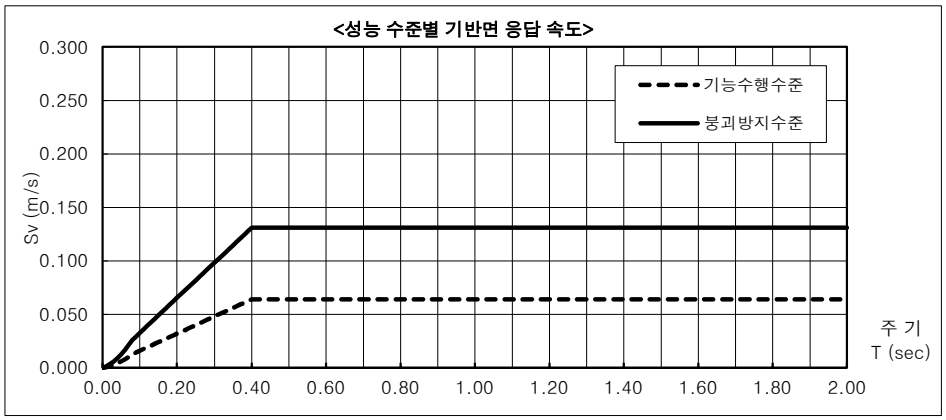
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.000	매립층	-	156	0.051
9.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.125
12.200	풍화토	-	424	0.115
6.300	풍화암	-	631	0.040
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
29.500	T_G (지반의 특성값, sec)			0.331

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.331 = 0.41 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.100 g = 0.982 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.064 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.000	매립층	-	156	0.051
9.000	퇴적층(자갈층)	-	289	0.125
12.200	풍화토	-	424	0.115
6.300	풍화암	-	631	0.040
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
29.500	T_G (지반의 특성값, sec)			0.331

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.331 = 0.41 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.205 g = 2.011 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.131 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

$U_{h1} = 2 / \pi^2 \cdot Sv \cdot T_s \cdot \cos(\omega_0 \cdot x_1 / v_{sod1})$ 제 1층에서의 변위

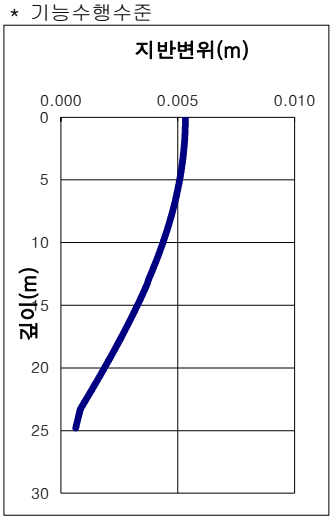
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 8.17 m, H_1 = 23.2 m, H_2 = 6.3 m, γ_1 = 19.4 , γ_2 = 21.0

V_{s0d1} = 349 m/s V_{s0d2} = 631 m/s α = 0.51

ω_0 = 21.260 ⟶ 0.090 *N.G!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 8.174 m

Sv = 0.064 m/s

Ts = 0.41 sec

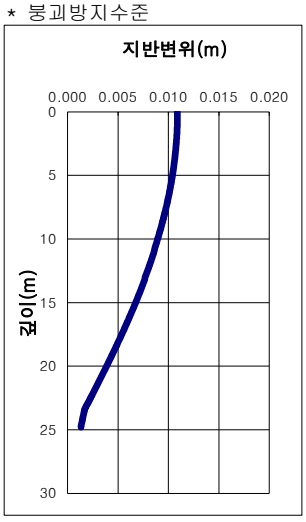
$U(Z_U)$=U(Z=2.484m)

= 0.005263 m

$U(Z_B)$=U(Z=8.174m)

= 0.004593 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 8.174 m

Sv = 0.131 m/s

Ts = 0.41 sec

$U(Z_U)$=U(Z=2.484m)

= 0.010777 m

$U(Z_B)$=U(Z=8.690m)

= 0.009405 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

*** 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 13,005 \times 0.005263 = \mathbf{68.439}$ kN/m^2 (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 5,080 \times 0.010777 = \mathbf{54.746}$ kN/m^2 (붕괴방지수준)

*** 측벽에 작용하는 지반변위하중**

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z (m)	U(Z) (m)	$U(Z_B)$ (m)	$U(Z)-U(Z_B)$ (m)	K_H (kN/m^3)	P(Z) (kN/m^2)
기능수행수준	117	2.484	0.005263	0.004593	0.000670	101,822	68.191
	115	3.217	0.005221	0.004593	0.000629	101,822	63.997
	99	3.950	0.005170	0.004593	0.000577	101,822	58.741
	86	3.950	0.005170	0.004593	0.000577	124,628	71.898
	84	4.625	0.005113	0.004593	0.000520	124,628	64.834
	80	5.300	0.005048	0.004593	0.000455	124,628	56.689
	75	6.320	0.004933	0.004593	0.000340	124,628	42.363
	70	7.340	0.004799	0.004593	0.000206	124,628	25.658
	68	8.015	0.004700	0.004593	0.000107	124,628	13.325
	1	8.690	0.004593	0.004593	0.000000	124,628	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	141	2.484	0.005263	0.004593	0.000670	101,822	68.191
	116	3.217	0.005221	0.004593	0.000629	101,822	63.997
	100	3.950	0.005170	0.004593	0.000577	101,822	58.741
	113	3.950	0.005170	0.004593	0.000577	124,628	71.898
	85	4.625	0.005113	0.004593	0.000520	124,628	64.834
	81	5.300	0.005048	0.004593	0.000455	124,628	56.689
	76	6.320	0.004933	0.004593	0.000340	124,628	42.363
	71	7.340	0.004799	0.004593	0.000206	124,628	25.658
	69	8.015	0.004700	0.004593	0.000107	124,628	13.325
	34	8.690	0.004593	0.004593	0.000000	124,628	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	117	2.484	0.010777	0.009405	0.001371	39,774	54.547
	115	3.217	0.010693	0.009405	0.001287	39,774	51.193
	99	3.950	0.010587	0.009405	0.001181	39,774	46.988
	86	3.950	0.010587	0.009405	0.001181	48,683	57.513
	84	4.625	0.010471	0.009405	0.001065	48,683	51.862
	80	5.300	0.010337	0.009405	0.000931	48,683	45.347
	75	6.320	0.010102	0.009405	0.000696	48,683	33.887
	70	7.340	0.009827	0.009405	0.000422	48,683	20.524
	68	8.015	0.009624	0.009405	0.000219	48,683	10.659
	1	8.690	0.009405	0.009405	0.000000	48,683	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	141	2.484	0.010777	0.009405	0.001371	39,774	54.547
	116	3.217	0.010693	0.009405	0.001287	39,774	51.193
	100	3.950	0.010587	0.009405	0.001181	39,774	46.988
	113	3.950	0.010587	0.009405	0.001181	48,683	57.513
	85	4.625	0.010471	0.009405	0.001065	48,683	51.862
	81	5.300	0.010337	0.009405	0.000931	48,683	45.347
	76	6.320	0.010102	0.009405	0.000696	48,683	33.887
	71	7.340	0.009827	0.009405	0.000422	48,683	20.524
	69	8.015	0.009624	0.009405	0.000219	48,683	10.659
	34	8.690	0.009405	0.009405	0.000000	48,683	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 5.076$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 10.431 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 7.753$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 4.060$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 8.344 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 6.202$ kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 5.076$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 10.431 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 7.753$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 4.060$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 8.344 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 6.202$ kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 2.484 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.091 × 0.963 = 1.976 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.224 × 0.963 = 4.852 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 3.950 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.091 × 0.941 = 1.930 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.224 × 0.941 = 4.741 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 1.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.174 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.000 × 25.0 × 0.091 × 0.877 = 2.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.000 × 25.0 × 0.224 × 0.877 = 4.913 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.690 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.091 × 0.870 = 1.785 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.224 × 0.870 = 4.383 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 좌측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
본선	117	2.484	0.900	25.0	0.091	0.224	0.963	1.976	4.852
	115	3.217	0.900	25.0	0.091	0.224	0.952	1.953	4.797
	99	3.950	0.900	25.0	0.091	0.224	0.941	1.930	4.741
램프	86	3.950	1.000	25.0	0.091	0.224	0.941	2.145	5.268
	84	4.625	1.000	25.0	0.091	0.224	0.931	2.122	5.212
	80	5.300	1.000	25.0	0.091	0.224	0.921	2.099	5.155
	75	6.320	1.000	25.0	0.091	0.224	0.905	2.064	5.069
	70	7.340	1.000	25.0	0.091	0.224	0.890	2.029	4.983
	68	8.015	1.000	25.0	0.091	0.224	0.880	2.006	4.927
	1	8.690	1.000	25.0	0.091	0.224	0.870	1.983	4.870
본선	35	8.174	0.900	25.0	0.091	0.224	0.877	1.800	4.422
	17	8.690	0.900	25.0	0.091	0.224	0.870	1.785	4.383
접합부	99	3.950	0.450	25.0	0.091	0.224	0.941	0.965	2.371
	82	4.770	0.450	25.0	0.091	0.224	0.928	0.953	2.340
	77	6.037	0.450	25.0	0.091	0.224	0.909	0.933	2.292
	72	7.304	0.450	25.0	0.091	0.224	0.890	0.914	2.244
	35	8.174	0.450	25.0	0.091	0.224	0.877	0.900	2.211

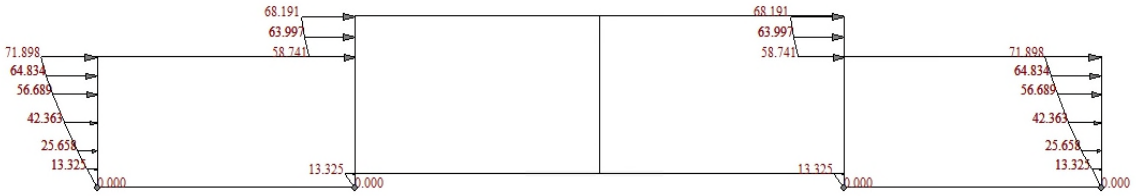
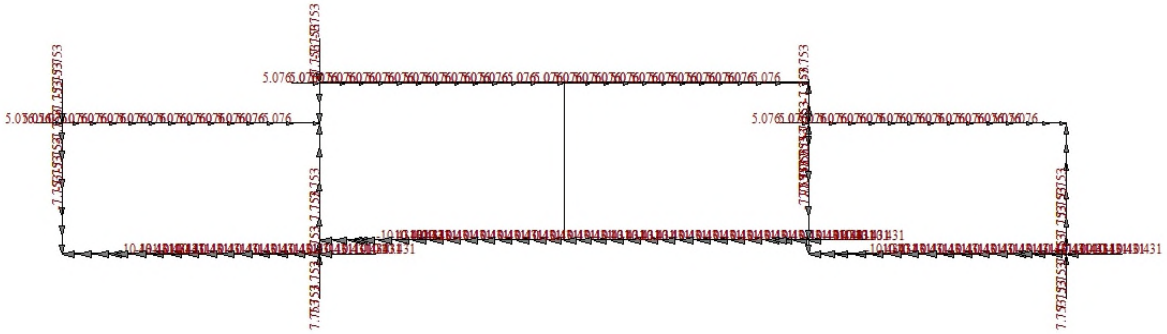
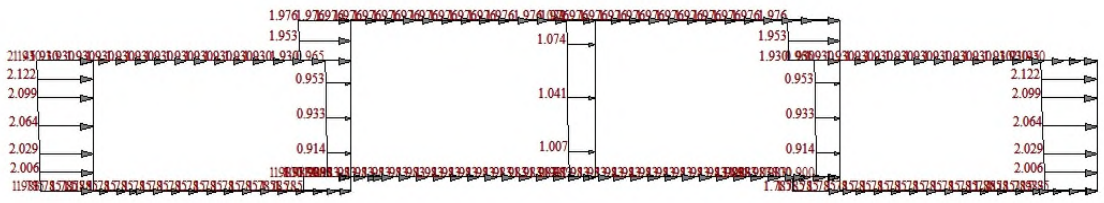
- 우측벽체 관성력

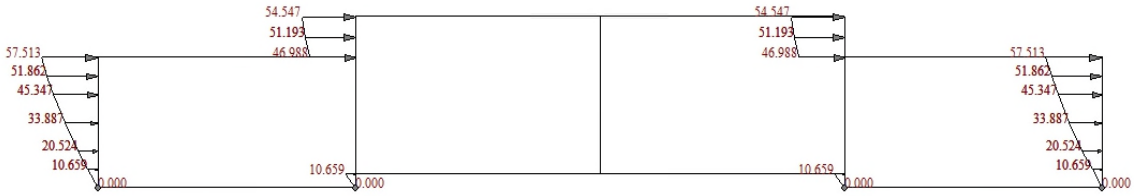
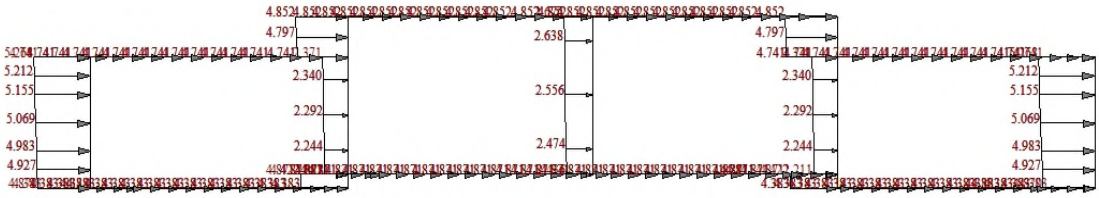
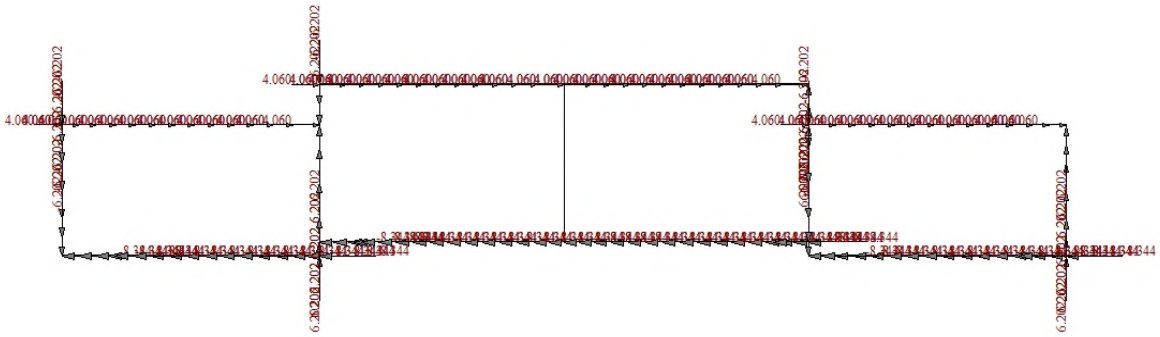
구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
본선	141	2.484	0.900	25.0	0.091	0.224	0.963	1.976	4.852
	116	3.217	0.900	25.0	0.091	0.224	0.952	1.953	4.797
	100	3.950	0.900	25.0	0.091	0.224	0.941	1.930	4.741
램프	113	3.950	1.000	25.0	0.091	0.224	0.941	2.145	5.268
	85	4.625	1.000	25.0	0.091	0.224	0.931	2.122	5.212
	81	5.300	1.000	25.0	0.091	0.224	0.921	2.099	5.155
	76	6.320	1.000	25.0	0.091	0.224	0.905	2.064	5.069
	71	7.340	1.000	25.0	0.091	0.224	0.890	2.029	4.983
	69	8.015	1.000	25.0	0.091	0.224	0.880	2.006	4.927
	34	8.690	1.000	25.0	0.091	0.224	0.870	1.983	4.870
본선	67	8.174	0.900	25.0	0.091	0.224	0.877	1.800	4.422
	18	8.690	0.900	25.0	0.091	0.224	0.870	1.785	4.383
접합부	100	3.950	0.450	25.0	0.091	0.224	0.941	0.965	2.371
	83	4.770	0.450	25.0	0.091	0.224	0.928	0.953	2.340
	78	6.037	0.450	25.0	0.091	0.224	0.909	0.933	2.292
	73	7.304	0.450	25.0	0.091	0.224	0.890	0.914	2.244
	67	8.174	0.450	25.0	0.091	0.224	0.877	0.900	2.211

- 중앙벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
중앙벽체	129	2.484	0.500	25.0	0.091	0.224	0.963	1.098	2.696
	114	3.354	0.500	25.0	0.091	0.224	0.950	1.083	2.659
	79	5.304	0.500	25.0	0.091	0.224	0.920	1.049	2.577
	74	7.254	0.500	25.0	0.091	0.224	0.891	1.016	2.495
	51	8.174	0.500	25.0	0.091	0.224	0.877	1.000	2.457

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

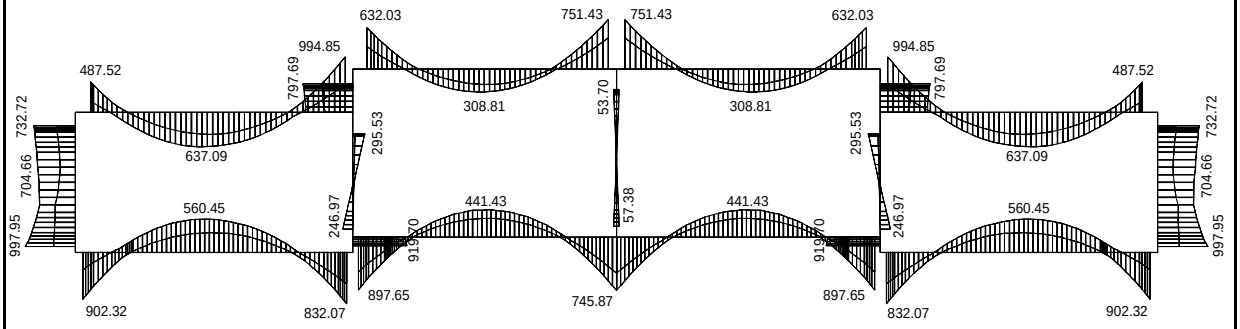
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

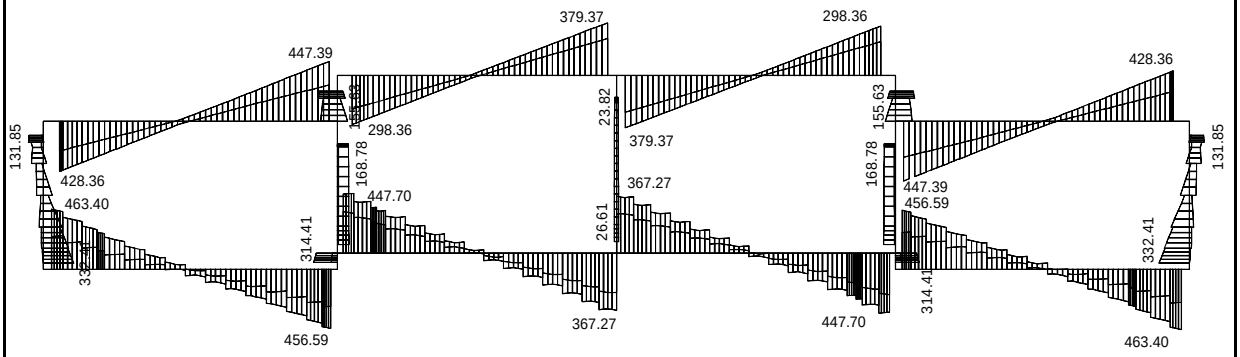
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압		
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有				
				좌측	우측		좌측	우측								
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	

6. 단면력도

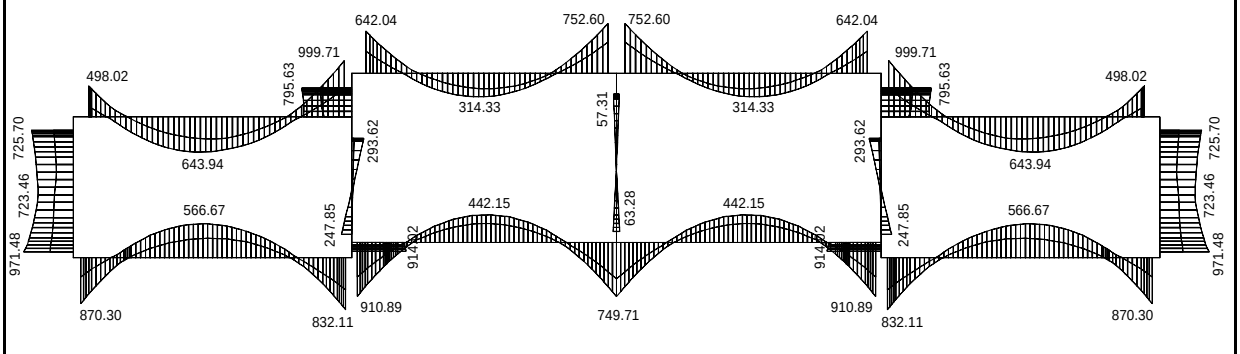
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)



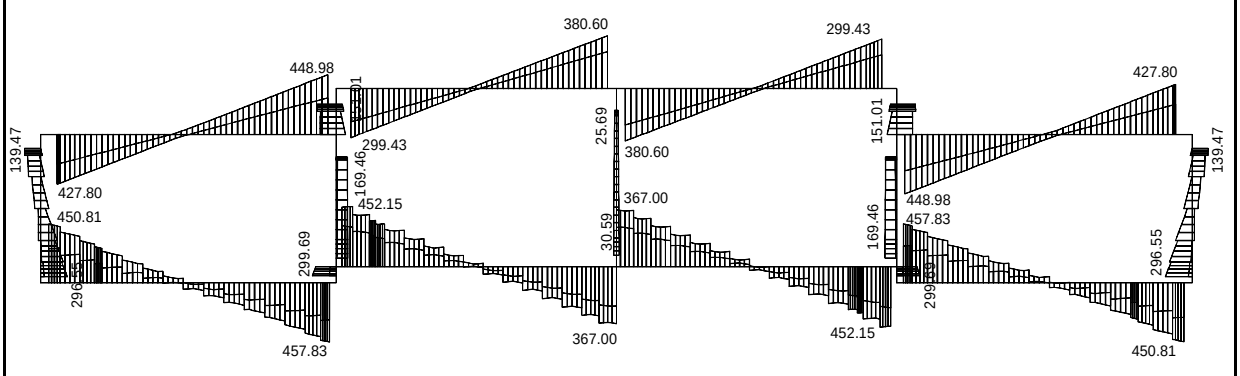
기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 - 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	외측벽체부	90	I[86]	487.520	-	428.360	-
	램프중앙부	96	I[92]	637.090	-	-	-
	램프접합부	102	J[99]	994.850	-	447.390	-
	본선접합부	121	I[117]	632.030	-	298.360	-
	본선중앙부	126	2/4	308.810	-	-	-
	중앙벽체부	132	J[129]	751.430	-	379.370	-
하 부 슬래브	외측벽체부	1	I[1]	902.320	-	463.400	-
	램프중앙부	8	3/4	560.450	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	832.070	-	456.590	-
	본선접합부	37	I[35]	897.650	-	447.700	-
	본선중앙부	45	J[44]	441.430	-	-	-
	중앙벽체부	52	J[51]	745.870	-	367.270	-
	램프 측구	4	I[4]	113.430	-	399.070	-
	본선 측구	40	I[38]	329.760	-	418.310	-

7.1.2 벽체: 램프

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	88	J[86]	732.720	585.860	131.850	
		P_{max}	88	I[84]	718.290	598.390	131.850	
	중앙 부모멘트	M_{max}	74	I[70]	704.060	679.650	-	
		P_{max}	74	I[70]	704.060	679.650	-	
	하단	M_{max}	35	I[1]	997.950	735.970	332.410	
		P_{max}	35	I[1]	997.950	735.970	332.410	
연결부 벽체	상단	M_{max}	85	J[99]	295.530	1171.840	167.140	
		P_{max}	85	I[82]	279.810	1173.790	167.140	
	중앙	M_{max}	81	J[82]	279.810	1173.790	167.140	
		P_{max}	81	I[77]	69.100	1176.810	167.140	
	하단	M_{max}	69	I[35]	246.970	1200.260	168.780	
		P_{max}	69	I[35]	246.970	1200.260	168.780	

7.1.3 벽체 :본선

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	798	482	797.690	481.930	155.630	
		P_{max}	798	482	797.690	481.930	155.630	
	하단	M_{max}	920	636	919.700	635.670	314.410	
		P_{max}	920	636	919.700	635.670	314.410	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	54	943	53.700	942.960	23.820	
		P_{max}	50	956	50.160	955.760	23.820	
	중앙	M_{max}	50	956	50.160	955.760	-	
		P_{max}	7	984	6.520	984.450	-	
	하단	M_{max}	57	1027	57.380	1026.660	26.610	
		P_{max}	57	1027	57.380	1026.660	26.610	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	외측벽체부	90	I[86]	498.020	-	427.800	-
	램프중앙부	96	I[92]	643.940	-	-	-
	램프접합부	102	J[99]	999.710	-	448.980	-
	본선접합부	121	I[117]	642.040	-	299.430	-
	본선중앙부	126	2/4	314.330	-	-	-
	중앙벽체부	132	J[129]	752.600	-	380.600	-
하 부 슬래브	외측벽체부	1	I[1]	870.300	-	450.810	-
	램프중앙부	8	3/4	566.670	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	832.110	-	457.830	-
	본선접합부	37	I[35]	910.890	-	452.150	-
	본선중앙부	45	J[44]	442.150	-	-	-
	중앙벽체부	52	J[51]	749.710	-	367.000	-
	램프 측구	4	I[4]	103.310	-	388.010	-
	본선 측구	40	I[38]	337.280	-	422.490	-

8.1.2 벽체 : 램프

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	상단	M_{max}	88	J[86]	725.700	582.390	139.470	
		P_{max}	88	I[84]	706.220	598.060	139.470	
	중앙 부모멘트	M_{max}	74	I[70]	723.460	668.470	-	
		P_{max}	74	I[70]	723.460	668.470	-	
	하단	M_{max}	35	I[1]	971.480	719.150	296.550	
		P_{max}	35	I[1]	971.480	719.150	296.550	
연결부 벽체	상단	M_{max}	85	J[99]	293.620	1157.750	166.580	
		P_{max}	85	I[82]	278.090	1163.520	166.580	
	중앙	M_{max}	81	J[82]	278.090	1163.520	166.580	
		P_{max}	81	I[77]	68.880	1172.440	166.580	
	하단	M_{max}	69	I[35]	247.850	1194.690	169.460	
		P_{max}	69	I[35]	247.850	1194.690	169.460	

8.1.3 벽체 : 본선

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	796	487	795.630	487.310	151.010	
		P_{max}	796	487	795.630	487.310	151.010	
	하단	M_{max}	914	634	914.020	634.410	299.690	
		P_{max}	914	634	914.020	634.410	299.690	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	57	943	57.310	942.960	25.690	
		P_{max}	54	956	53.840	955.760	25.690	
	중앙	M_{max}	54	956	53.840	955.760	-	
		P_{max}	9	984	8.660	984.450	-	
	하단	M_{max}	63	1027	63.280	1026.660	30.590	
		P_{max}	63	1027	63.280	1026.660	30.590	

슬래브

구 분		모멘트검토위치		전단검토위치		기능수행수준(정상하중)			기능수행수준(반대하중)			적용하중(기능수행수준)		
		부재	절점	부재	절점	M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)
상 부 슬래브	외측벽체부	90	I[86]	92	I[88]	487.520	-	428.360	487.520	-	428.360	487.520		428.360
	램프중앙부	96	I[92]	-	#N/A	637.090	-	-	637.090	-	-	637.090		-
	램프접합부	102	J[99]	100	J[97]	994.850	-	447.390	994.850	-	447.390	994.850		447.390
	본선접합부	121	I[117]	123	I[119]	632.030	-	298.360	632.030	-	298.360	632.030		298.360
	본선중앙부	126	2/4	-	#N/A	308.810	-	-	308.810	-	-	308.810		-
	중앙벽체부	132	J[129]	131	J[128]	751.430	-	379.370	751.430	-	379.370	751.430		379.370
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
풍도슬래브	본선접합부	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	본선중앙부	0	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	-	#N/A	-	-	#N/A		-
	중앙벽체부	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	1/4	-	#N/A	#NUM!	-	-	#NUM!	-	-	#NUM!		-
	0	0	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	-	#N/A	-	-	#N/A		-
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
하 부 슬래브	외측벽체부	1	I[1]	3	I[3]	902.320	-	463.400	902.320	-	463.400	902.320		463.400
	램프중앙부	8	3/4	-	-	560.450	-	-	560.450	-	-	560.450		-
	램프접합부	16	J[17]	14	J[15]	832.070	-	456.590	832.070	-	456.590	832.070		456.590
	본선접합부	37	I[35]	39	I[37]	897.650	-	447.700	897.650	-	447.700	897.650		447.700
	본선중앙부	45	J[44]	-	#N/A	441.430	-	-	441.430	-	-	441.430		-
	중앙벽체부	52	J[51]	50	J[49]	745.870	-	367.270	745.870	-	367.270	745.870		367.270
	램프 측구	4	I[4]	4	I[4]	113.430	-	399.070	113.430	-	399.070	113.430		399.070
	본선 측구	40	I[38]	40	I[38]	329.760	-	418.310	329.760	-	418.310	329.760		418.310
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A		#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A

벽체(램프)

구 분			모멘트검토위치		전단검토위치		기능수행수준(정상하중)			기능수행수준(반대하중)			적용하중(붕괴방지수준)		
			부재	절점	부재	절점	M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)
외측 벽체	상단부	M_{max}	88	J[86]	83	J[84]	732.720	585.860	131.850	732.720	585.860	131.850	732.720	585.860	131.850
		P_{max}	88	I[84]	83	J[84]	718.290	598.390	131.850	718.290	598.390	131.850	718.290	598.390	131.850
	중앙부(+)	M_{max}	0	#N/A	-	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-
		P_{max}	0	0	-	-	0.000	0.000	-	0.000	0.000	-	0.000	0.000	-
	중앙부(-)	M_{max}	74	I[70]	-	0	704.060	679.650	-	704.060	679.650	-	704.060	679.650	-
		P_{max}	74	I[70]	-	0	704.060	679.650	-	704.060	679.650	-	704.060	679.650	-
	하단부	M_{max}	35	I[1]	72	I[68]	997.950	735.970	332.410	997.950	735.970	332.410	997.950	735.970	332.410
		P_{max}	35	I[1]	72	I[68]	997.950	735.970	332.410	997.950	735.970	332.410	997.950	735.970	332.410

내측 벽체	상단부	M_{max}	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A
		P_{max}	0	0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	중앙부(+)	M_{max}	0	I[50]	-	#N/A	#NUM!	#NUM!	-	#NUM!	#NUM!	-	#NUM!	#NUM!	-
		P_{max}	0	0	-	#N/A	0.000	0.000	-	0.000	0.000	-	0.000	0.000	-
	중앙부(-)	M_{max}	0	#N/A	-	#N/A	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-
		P_{max}	0	#N/A	-	#N/A	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-
	하단부	M_{max}	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A
		P_{max}	0	0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
연결부 벽체	상단부	M_{max}	85	J[99]	81	I[77]	295.530	1171.840	167.140	295.530	1171.840	167.140	295.530	1171.840	167.140
		P_{max}	85	I[82]	81	I[77]	279.810	1173.790	167.140	279.810	1173.790	167.140	279.810	1173.790	167.140
	중앙부(+)	M_{max}	81	J[82]	81	I[77]	279.810	1173.790	167.140	279.810	1173.790	167.140	279.810	1173.790	167.140
		P_{max}	81	I[77]	81	I[77]	69.100	1176.810	167.140	69.100	1176.810	167.140	69.100	1176.810	167.140
	중앙부(-)	M_{max}	76	I[72]	76	I[72]	147.500	1179.830	168.780	147.500	1179.830	168.780	147.500	1179.830	168.780
		P_{max}	76	I[72]	76	I[72]	147.500	1179.830	168.780	147.500	1179.830	168.780	147.500	1179.830	168.780
	하단부	M_{max}	69	I[35]	76	I[72]	246.970	1200.260	168.780	246.970	1200.260	168.780	246.970	1200.260	168.780
		P_{max}	69	I[35]	76	I[72]	246.970	1200.260	168.780	246.970	1200.260	168.780	246.970	1200.260	168.780

벽체(본선)

구 분			모멘트검토위치		전단검토위치		기능수행수준(정상하중)			기능수행수준(반대하중)			적용하중(붕괴방지수준)		
			부재	절점	부재	절점	M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)
외측 벽체	상단부	M_{max}	119	J[150]	116	I[99]	797.690	481.930	155.630	797.690	481.930	155.630	797.690	481.930	155.630
		P_{max}	119	I[115]	116	I[99]	797.690	481.930	155.630	797.690	481.930	155.630	797.690	481.930	155.630
	중앙부(+)	M_{max}	0	#N/A	-	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-
		P_{max}	0	0	-	-	0.000	0.000	-	0.000	0.000	-	0.000	0.000	-
	중앙부(-)	M_{max}	0	#N/A	-	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-
		P_{max}	0	0	-	-	0.000	0.000	-	0.000	0.000	-	0.000	0.000	-
	하단부	M_{max}	33	I[17]	33	I[17]	919.700	635.670	314.410	919.700	635.670	314.410	919.700	635.670	314.410
		P_{max}	33	I[17]	33	I[17]	919.700	635.670	314.410	919.700	635.670	314.410	919.700	635.670	314.410
중앙부 벽체	상단부	M_{max}	118	J[129]	87	I[79]	53.700	942.960	23.820	53.700	942.960	23.820	53.700	942.960	23.820
		P_{max}	118	I[114]	87	I[79]	50.160	955.760	23.820	50.160	955.760	23.820	50.160	955.760	23.820
	중앙부(+)	M_{max}	87	J[114]	-	-	50.160	955.760	-	50.160	955.760	-	50.160	955.760	-
		P_{max}	87	I[79]	-	-	6.520	984.450	-	6.520	984.450	-	6.520	984.450	-
	중앙부(-)	M_{max}	0	0	0	-	0.000	0.000	#NUM!	0.000	0.000	#NUM!	0.000	0.000	#NUM!
		P_{max}	0	0	0	-	0.000	0.000	#NUM!	0.000	0.000	#NUM!	0.000	0.000	#NUM!
	하단부	M_{max}	71	I[51]	78	I[74]	57.380	1026.660	26.610	57.380	1026.660	26.610	57.380	1026.660	26.610
		P_{max}	71	I[51]	78	I[74]	57.380	1026.660	26.610	57.380	1026.660	26.610	57.380	1026.660	26.610

슬래브

구 분		모멘트검토위치		전단검토위치		붕괴방지수준(정상하중)			붕괴방지수준(반대하중)			적용하중(붕괴방지수준)		
		부재	절점	부재	절점	M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)
상 부 슬래브	외측벽체부	90	I[86]	92	I[88]	498.020	-	427.800	498.020	-	427.800	498.020		427.800
	램프중앙부	96	I[92]	-	#N/A	643.940	-	-		-	-	643.940		-
	램프접합부	102	J[99]	100	J[97]	999.710	-	448.980	999.710	-	448.980	999.710		448.980
	본선접합부	121	I[117]	123	I[119]	642.040	-	299.430	642.040	-	299.430	642.040		299.430
	본선중앙부	126	2/4	-	#N/A	314.330	-	-	314.330	-	-	314.330		-
	중앙벽체부	132	J[129]	131	J[128]	752.600	-	380.600	752.600	-	380.600	752.600		380.600
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A		-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
풍도슬래브	본선접합부	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	본선중앙부	0	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	-	#N/A	-	-	#N/A		-
	중앙벽체부	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	1/4	-	#N/A	#NUM!	-	-	#NUM!	-	-	#NUM!		-
	0	0	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	-	#N/A	-	-	#N/A		-
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A		#N/A
하 부 슬래브	외측벽체부	1	I[1]	3	I[3]	870.300	-	450.810	870.300	-	450.810	870.300		450.810
	램프중앙부	8	3/4	-	-	566.670	-	-	566.670	-	-	566.670		-
	램프접합부	16	J[17]	14	J[15]	832.110	-	457.830	832.110	-	457.830	832.110		457.830
	본선접합부	37	I[35]	39	I[37]	910.890	-	452.150	910.890	-	452.150	910.890		452.150
	본선중앙부	45	J[44]	-	#N/A	442.150	-	-	442.150	-	-	442.150		-
	중앙벽체부	52	J[51]	50	J[49]	749.710	-	367.000	749.710	-	367.000	749.710		367.000
	램프 측구	4	I[4]	4	I[4]	103.310	-	388.010	103.310	-	388.010	103.310		388.010
	본선 측구	40	I[38]	40	I[38]	337.280	-	422.490	337.280	-	422.490	337.280		422.490
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A		#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A
	0	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A

벽체(램프)

구 분			모멘트검토위치		전단검토위치		붕괴방지수준(정상하중)			붕괴방지수준(반대하중)			적용하중(붕괴방지수준)		
			부재	절점	부재	절점	M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)
외측 벽체	상단부	M_{max}	88	J[86]	83	J[84]	725.700	582.390	139.470	725.700	582.390	139.470	725.700	582.390	139.470
		P_{max}	88	I[84]	83	J[84]	706.220	598.060	139.470	706.220	598.060	139.470	706.220	598.060	139.470
	중앙부(+)	M_{max}	0	#N/A	-	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-
		P_{max}	0	0	-	-	0.000	0.000	-	0.000	0.000	-	0.000	0.000	-
	중앙부(-)	M_{max}	74	I[70]	-	0	723.460	668.470	-	723.460	668.470	-	723.460	668.470	-
		P_{max}	74	I[70]	-	0	723.460	668.470	-	723.460	668.470	-	723.460	668.470	-
	하단부	M_{max}	35	I[1]	72	I[68]	971.480	719.150	296.550	971.480	719.150	296.550	971.480	719.150	296.550
		P_{max}	35	I[1]	72	I[68]	971.480	719.150	296.550	971.480	719.150	296.550	971.480	719.150	296.550
내측 벽체	상단부	M_{max}	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A
		P_{max}	0	0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	중앙부(+)	M_{max}	0	I[50]	-	#N/A	#NUM!	#NUM!	-	#NUM!	#NUM!	-	#NUM!	#NUM!	-
		P_{max}	0	0	-	#N/A	0.000	0.000	-	0.000	0.000	-	0.000	0.000	-
	중앙부(-)	M_{max}	0	#N/A	-	#N/A	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-
		P_{max}	0	#N/A	-	#N/A	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-
	하단부	M_{max}	0	#N/A	0	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A
		P_{max}	0	0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

연결부 벽체	상단부	M_{max}	85	J[99]	81	I[77]	293.620	######	166.580	293.620	######	166.580	293.620	######	166.580
		P_{max}	85	I[82]	81	I[77]	278.090	######	166.580	278.090	######	166.580	278.090	######	166.580
	중앙부(+)	M_{max}	81	J[82]	81	I[77]	278.090	######	166.580	278.090	######	166.580	278.090	######	166.580
		P_{max}	81	I[77]	81	I[77]	68.880	######	166.580	68.880	######	166.580	68.880	######	166.580
	중앙부(-)	M_{max}	76	I[72]	76	I[72]	147.800	######	169.460	147.800	######	169.460	147.800	######	169.460
		P_{max}	76	I[72]	76	I[72]	147.800	######	169.460	147.800	######	169.460	147.800	######	169.460
	하단부	M_{max}	69	I[35]	76	I[72]	247.850	######	169.460	247.850	######	169.460	247.850	######	169.460
		P_{max}	69	I[35]	76	I[72]	247.850	######	169.460	247.850	######	169.460	247.850	######	169.460

벽체(본선)

구 분			모멘트검토위치		전단검토위치		봉괴방지수준(정상하중)			봉괴방지수준(반대하중)			적용하중(봉괴방지수준)		
			부재	절점	부재	절점	M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)
외측 벽체	상단부	M_{max}	119	J[150]	116	I[99]	795.630	487.310	151.010	795.630	487.310	151.010	795.630	487.310	151.010
		P_{max}	119	I[115]	116	I[99]	795.630	487.310	151.010	795.630	487.310	151.010	795.630	487.310	151.010
	중앙부(+)	M_{max}	0	#N/A	-	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-
		P_{max}	0	0	-	-	0.000	0.000	-	0.000	0.000	-	0.000	0.000	-
	중앙부(-)	M_{max}	0	#N/A	-	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-	#N/A	#N/A	-
		P_{max}	0	0	-	-	0.000	0.000	-	0.000	0.000	-	0.000	0.000	-
	하단부	M_{max}	33	I[17]	33	I[17]	914.020	634.410	299.690	914.020	634.410	299.690	914.020	634.410	299.690
		P_{max}	33	I[17]	33	I[17]	914.020	634.410	299.690	914.020	634.410	299.690	914.020	634.410	299.690
중앙부 벽체	상단부	M_{max}	118	J[129]	87	I[79]	57.310	942.960	25.690	57.310	942.960	25.690	57.310	942.960	25.690
		P_{max}	118	I[114]	87	I[79]	53.840	955.760	25.690	53.840	955.760	25.690	53.840	955.760	25.690
	중앙부(+)	M_{max}	87	J[114]	-	-	53.840	955.760	-	53.840	955.760	-	53.840	955.760	-
		P_{max}	87	I[79]	-	-	8.660	984.450	-	8.660	984.450	-	8.660	984.450	-
	중앙부(-)	M_{max}	0	0	0	-	0.000	0.000	#NUM!	0.000	0.000	#NUM!	0.000	0.000	#NUM!
		P_{max}	0	0	0	-	0.000	0.000	#NUM!	0.000	0.000	#NUM!	0.000	0.000	#NUM!
	하단부	M_{max}	71	I[51]	78	I[74]	63.280	######	30.590	63.280	######	30.590	63.280	######	30.590
		P_{max}	71	I[51]	78	I[74]	63.280	######	30.590	63.280	######	30.590	63.280	######	30.590

국회대로 지하차도

STA.0+539.000

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 처짐검토
16. 지지력검토
17. 신축이음부 검토
18. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 3.500 m	GL -1.000m	퇴적층(모래)	28MPa	지반조사보고서 참고

(실제토피 H = 3.476 m)

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	$E_c = 8{,}500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 9.429 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

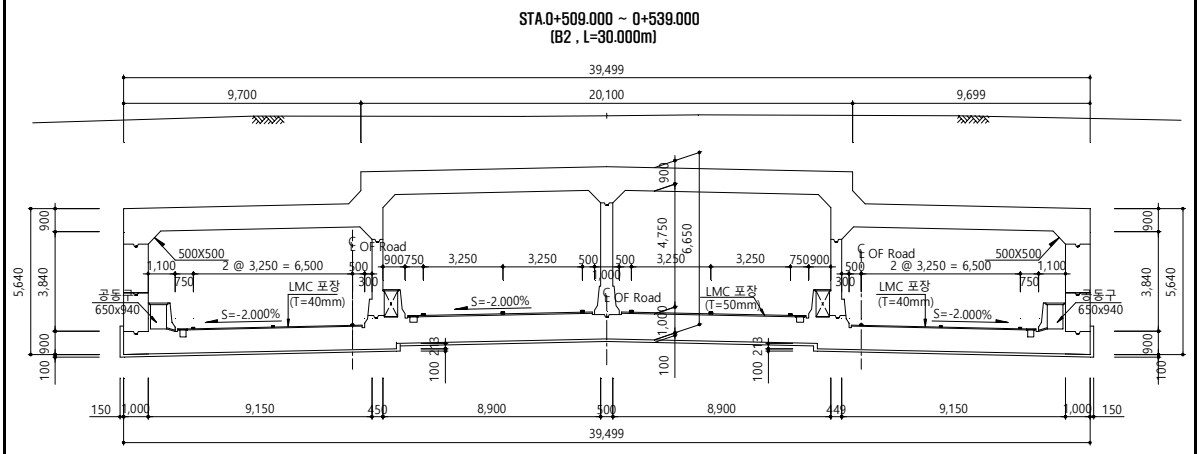
1.9 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

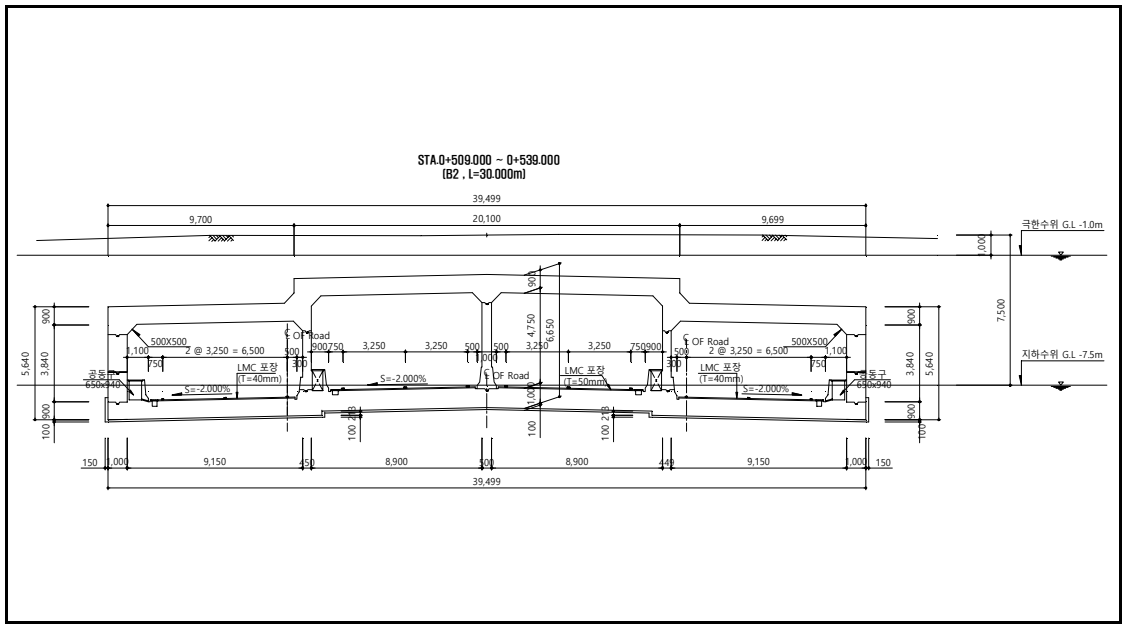
1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정


STA.0+509.000 ~ 0+539.000
(B2 , L=30.000m)
39,499
9,700
20,100
9,699
900
4,750
6,650
5,640
3,840
900
100
500X500
1,100
2 @ 3,250 = 6,500
500
900
750
3,250
3,250
500
500
3,250
3,250
750
900
500
2 @ 3,250 = 6,500
500X500
1,100
℄ OF Road
℄ OF Road
℄ OF Road
750
300
300
750
LMC 포장
(T=40mm)
LMC 포장
(T=50mm)
LMC 포장
(T=40mm)
S=-2.000%
S=-2.000%
S=-2.000%
배수구
650x940
배수구
650x940
1,000
100
213
100
213
100
150
1,000
9,150
450
8,900
500
8,900
450
9,150
1,000
150
39,499

3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	223.000	1,414.039	지하수위를 3.254m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -7.5m)	559.048	4,728.779	F.S = 8.459 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	3,126.548	4,767.042	F.S = 1.525 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토(상부슬래브 폐합전 단면 검토)

3.2.1 굴착고 : 9.140 m

3.2.2 부력 작용폭 : 39.500 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 22.300 m = 223.000 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 17.200 m = 172.000 Hw kN/m

= 395.000 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

3.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 1414.039 + 0.000 + 0.000 = 1414.039 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 램프 하부슬래브

(0.900 × 22.300)× 25.000 = 501.750 kN/m

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 0 EA × 25.000 = 0.000 kN/m

② 풍도슬래브

(0.000 × 20.300)× 25.000 = 0.000 kN/m

③ 벽 체

외측벽체

(1.000 × 3.840)× 2 EA × 25.000 = 192.000 kN/m

접합부 벽체-하단

(0.900 × 0.000)× 2 EA × 25.000 = 0.000 kN/m

접합부 벽체-중간

(1.200 × 0.000)× 2 EA × 25.000 = 0.000 kN/m

④ 방호벽

중앙부 방호벽

(0.050 + 0.130)× 1/2 × 0.750 × 25.00 × 2 EA = 3.375 kN/m

(0.130 + 0.250)× 1/2 × 0.175 × 25.00 × 2 EA = 1.663 kN/m

(0.250 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 25.00 × 2 EA = 0.781 kN/m

공동구 방호벽

(0.100 + 0.180)× 1/2 × 0.750 × 25.00 × 2 EA = 5.250 kN/m

(0.180 + 0.300)× 1/2 × 0.175 × 25.00 × 2 EA = 2.100 kN/m

(0.300 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 25.00 × 2 EA = 0.938 kN/m

소 계 = 707.857 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 본선 하부슬래브

(1.100 × 17.200)× 25.000 = 473.000 kN/m

② 풍도슬래브

(0.000 × 17.200)× 25.000 = 0.000 kN/m

③ 벽 체

외측 벽체

(1.000 × 1.466)× 2 EA × 25.000 = 73.300 kN/m

접합부 벽체

(0.450 × 3.840)× 2 EA × 25.000 = 86.400 kN/m

중앙부 벽체

(0.500 × 4.750)× 1 EA × 25.000 = 59.375 kN/m

④ 방호벽

중앙부 방호벽

(0.050 + 0.130)× 1/2 × 0.750 × 25.00 × 2 EA = 3.375 kN/m

(0.130 + 0.250)× 1/2 × 0.175 × 25.00 × 2 EA = 1.663 kN/m

(0.250 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 25.00 × 2 EA = 0.781 kN/m

공동구 방호벽

(0.100 + 0.180)× 1/2 × 0.750 × 25.00 × 2 EA = 5.250 kN/m

(0.180 + 0.300)× 1/2 × 0.175 × 25.00 × 2 EA = 2.100 kN/m

(0.300 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 25.00 × 2 EA = 0.938 kN/m

소 계 = 706.182 kN/m

TOTAL = 1414.039 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{1414.039}{395.000\ Hw} \geq 1.1 \Rightarrow H \leq 3.254\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 3.254m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (극한수위 : G.L-7.5m)

3.3.1 굴착고 : 9.140 m

3.3.2 부력 작용폭 : 39.500 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 1.640 × 22.300 = 365.720 KN/m

10.000 × 1.124 × 17.200 = 193.328 KN/m

= 559.048 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 2334.039 + 2352.383 + 42.357 = 4728.779 KN/m

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 707.857 KN/m

② 램프 상부 슬래브

(0.900 × 19.400)× 25.000 = 436.500 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 4 EA × 25.000 = 12.500 kN/m

소 계 = 1156.857 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 706.182 KN/m

② 램프 상부 슬래브

(0.900 × 20.100)× 25.000 = 452.250 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 6 EA × 25.000 = 18.750 kN/m

소 계 = 1177.182 kN/m

TOTAL = 2334.039 kN/m

(3) W3 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 19.400)× 23.000 = 200.790 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (3.050 × 19.400)× 19.000 = 1124.230 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 19.400)× 20.000 = 0.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (1.000 × 20.100)× 19.000 = 381.900 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (1.500 × 20.100)× 20.000 = 603.000 kN/m

④ 화단 상재토

화단 메움토 : (0.000 × 20.100)× 19.000 = 0.000 kN/m

(0.000 × 0.000)× 19.000 = 0.000 kN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 39.500)× 21.500 = 42.463 kN/m

TOTAL = 2352.383 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi$ = 1 − sin 30 = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 3.500 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 0.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 3.500 ² + 10.0 × 0.000 ²

+ 2 × 19.0 × 3.500 × 0.000)× tan 20° = 42.357 kN/m

3.3.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{4728.779}{559.048} = 8.459 \geq 1.200 \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 완공후 부력 검토 (극한수위 : G.L - 1.000 m)

3.4.1 굴착고 : 9.140 m

3.4.2 부력 작용폭 : 39.500 m

3.4.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 8.140 × 22.300 = 1815.220 KN/m

10.000 × 7.624 × 17.200 = 1311.328 KN/m

= 3126.548 KN/m

3.4.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 2334.039 + 2400.883 + 32.120 = 4767.042 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 실수위시부력검토 구체자중 = 2334.039 KN/m

TOTAL = 2334.039 kN/m

(2) W_2 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 19.400)× 23.000 = 200.790 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (0.550 × 19.400)× 19.000 = 202.730 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (2.500 × 19.400)× 20.000 = 970.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (1.000 × 20.100)× 19.000 = 381.900 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (1.500 × 20.100)× 20.000 = 603.000 kN/m

④ 화단 상재토

화단 메움토 : (0.000 × 20.100)× 19.000 = 0.000 kN/m

(0.000 × 0.000)× 19.000 = 0.000 kN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 39.500)× 21.500 = 42.463 kN/m

TOTAL = 2400.883 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi$ = 1 − sin = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 1.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 2.500 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 30.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 1.000 ² + 10.0 × 2.500 ²

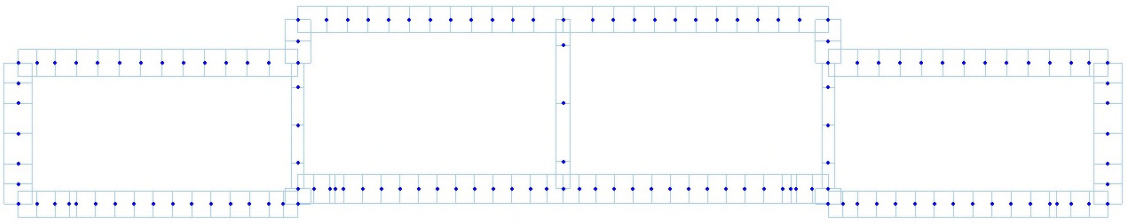
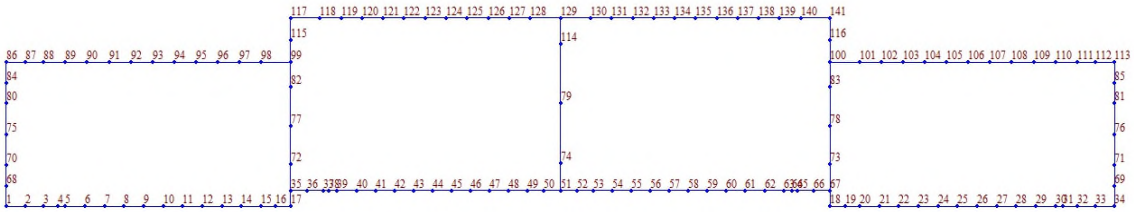
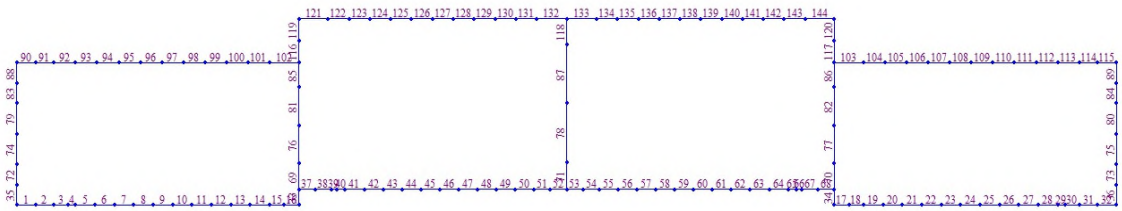
+ 2 × 19.0 × 1.000 × 2.500)× tan 20° = 32.120 kN/m

3.4.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{4767.042}{3126.548} = 1.525 \geq 1.050 \quad \therefore \text{O.K}$$

4. 해석모델링

4.1 Modeling

모델링

절점번호

부재번호


4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	0.900	0.900	0.0607500	램프 상부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 상부슬래브
	3	1.000	0.900	0.900	0.0607500	램프 하부슬래브
	4	1.000	1.000	1.000	0.0833333	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	1.000	1.000	0.0833333	램프 외측 벽체
	2	1.000	0.450	0.450	0.0075938	접합부 벽체
	3	1.000	0.900	0.900	0.0607500	접합부 상하벽체
	4	1.000	0.500	0.500	0.0104167	본선 중앙벽체

4.3 강역산정

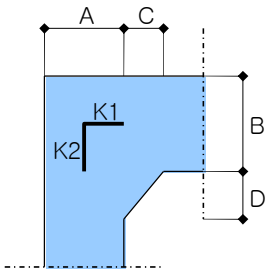
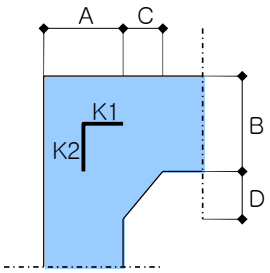
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

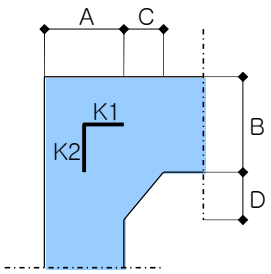
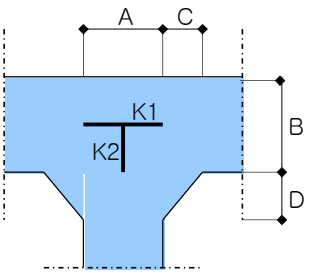
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

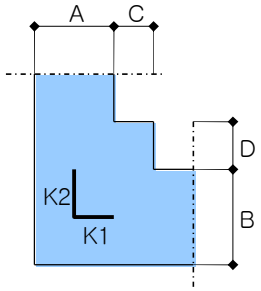
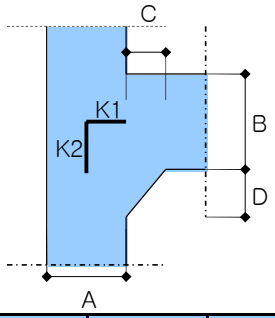
CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

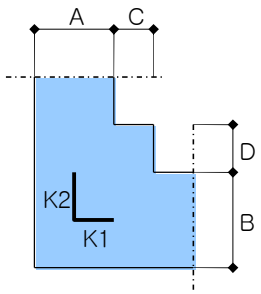
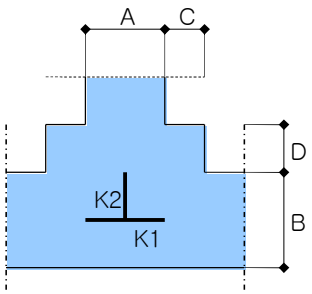
CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

2) 강역설정

구분	(단부)			(접합부)		
상부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	1.000	m	A	0.450	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.550	m	K1	0.275	m
	K2	0.450	m	K2	0.725	m

구분	(단부)			(중앙부)		
상부슬래브 본선						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.900	m	A	0.500	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.500	m	K1	0.300	m
	K2	0.500	m	K2	0.700	m

구분	(단부)				
하부슬래브 램프					
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	1.000	m	A	0.900	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C		m	C		m
	D		m	D		m
	Θ1		°	Θ1		°
	Θ2		°	Θ2		°
	K1	0.275	m	K1	0.225	m
	K2	0.200	m	K2	0.225	m

구분	(단부)			(중앙부)		
하부슬래브 본선						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.900	m	A	0.500	m
	B	1.000	m	B	1.000	m
	C		m	C		m
	D		m	D		m
	Θ1		°	Θ1		°
	Θ2		°	Θ2		°
	K1	0.200	m	K1		m
	K2	0.275	m	K2	0.375	m

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = (1 / 0.3)·α·E_0

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(22.30 × 22.30) = 22.30 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (22.30 / 0.3) $^{-3/4}$ = 14,747 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(1.0000 + 0.6500) / 2 × 14,747	=	12,166	1 34
2	(0.6500 + 0.6500) / 2 × 14,747	=	9,586	2 33
3	(0.6500 + 0.5000) / 2 × 14,747	=	8,480	3 32
4	(0.5000 + 0.2500) / 2 × 14,747	=	5,530	4 31
5	(0.2500 + 0.6800) / 2 × 14,747	=	6,857	5 30
6	(0.6800 + 0.6800) / 2 × 14,747	=	10,028	6 to 14, 21 to 29
7	(0.6800 + 0.5125) / 2 × 14,747	=	8,793	15 20
8	(0.5125 + 0.5125) / 2 × 14,747	=	7,558	16 19
9	(0.5125 + 0.9000) / 2 × 14,747	=	10,415	17 18

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3)\cdot\alpha\cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(17.20 × 17.20) = 17.20 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (17.20 / 0.3) $^{-3/4}$ = 17,918 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.5625 + 0.5625) / 2 × 17,918	=	10,079	36 66
2	(0.5625 + 0.2000) / 2 × 17,918	=	6,831	37 65
3	(0.2000 + 0.3000) / 2 × 17,918	=	4,480	38 64
4	(0.3000 + 0.6600) / 2 × 17,918	=	8,601	39 63
5	(0.6600 + 0.6600) / 2 × 17,918	=	11,826	40 TO 48 54 TO 62
6	(0.6600 + 0.5750) / 2 × 17,918	=	11,064	49 53
7	(0.5750 + 0.5750) / 2 × 17,918	=	10,303	50 TO 52

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

6.2 활하중 ····· LC02~07

(1) 노면 활하중

도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB24 기준)

$D/B_0 \geqq 0.5$		
토피고(D, m)	노면활하중(Pvl, kN/m²)	비 고
1.0	39.000	* 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용.
1.5	25.000	
2.0	18.000	
2.5	14.000	
3.0	11.000	
3.5이상	10.000	

D/B0 < 0.5		
D/B0	Pvl × D, kN/m2	비 고
0.1	17.000	* D/B0의 중간 값은, Pvl × D의 상위값을 적용 *D/B0 중노면활하중(Pvl)은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.000	
0.3	33.000	
0.4이상	36.000	

D/B_0 = 3.500 / 9.700 = 0.361

노면활하중 Pvl = 9.429 kN/㎡

노면활하중에 의한 측압 (hl) = 9.429 × 0.500 = 4.714 kN/㎡

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (W_{L1}) ∴ W_{L1} = **9.429** kN/m^2

② 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 9.429 × 0.500 ∴ W_{L2} = **4.714** kN/m^2

6.3 토압 (연직하중 - 지하수가 없을 경우) ····· LC8

① 상부슬래브 : 본선(화단부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000 kN/m^2
· 수목하중	:				=	10.000 kN/m^2
· 토 사	:	2.500	×	19.00	=	47.500 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		58.575 kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350 kN/m^2
· 토 사	:	3.000	×	19.00	=	57.000 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		68.425 kN/m^2

6.4 토압 (연직하중 - 지하수가 있는 경우 : GL -1.000 m) ····· LC9

① 상부슬래브 : 본선(화단부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000	kN/m^2
· 수목하중	:				=	10.000	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	1.000	×	19.00	=	19.000	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	1.500	×	10.00	=	15.000	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
				∴ Total W_{D5} =		**45.075**	kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	0.550	×	19.00	=	10.450	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	2.450	×	10.00	=	24.500	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
				∴ Total W_{D5} =		**46.375**	kN/m^2

6.5 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.45 × 23.00 + (2.05 + 0.90 / 2) × 19.0] = **28.925** kN/m^2

· W_{h2} = 28.925 + 0.500 × [1.466 x 19.0] = **42.852** kN/m^2

· W_{h3} = 42.852 + 0.500 × [4.740 x 19.0] = **87.882** kN/m^2

· W_{h4} = 42.852 + 0.500 × [4.224 x 19.0] = **82.980** kN/m^2

6.6토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.45 × 23.00 + 0.55 × 19.00 + (1.50 + 0.90 / 2) × 10.0] = **20.150** kN/m^2

· W_{h2} = 20.150 + 0.500 × [1.466 x 10.0] = **27.480** kN/m^2

· W_{h3} = 27.480 + 0.500 × [4.740 x 10.0] = **51.180** kN/m^2

· W_{h4} = 27.480 + 0.500 × [4.224 x 10.0] = **48.600** kN/m^2

6.7 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 상부슬래브 : 본선(화단부)

· W_{w1} = (1.50 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **15.000** kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· W_{w1} = (2.50 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **25.000** kN/m^2

② 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{w1} = (2.50 + 6.650 - 1.00) × 10.0 = **81.500** kN/m^2

④ 램프, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{w1} = (3.50 + 5.640 - 1.00) × 10.0 = **81.400** kN/m^2

6.8 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

- W_{w1} = (2.50 − 1.00 + 0.90 / 2) × 10.0 = **19.500** kN/m^2
- W_{w2} = 19.500 + (1.466) x 10.0 = **34.160** kN/m^2
- W_{w3} = 34.160 + (4.740) x 10.0 = **81.560** kN/m^2
- W_{w4} = 34.160 + (4.224) x 10.0 = **76.400** kN/m^2

6.9 건조수축 : − 15℃ (상부슬래브만 재하) ····· LC14

건조수축률 ε = 0.00015

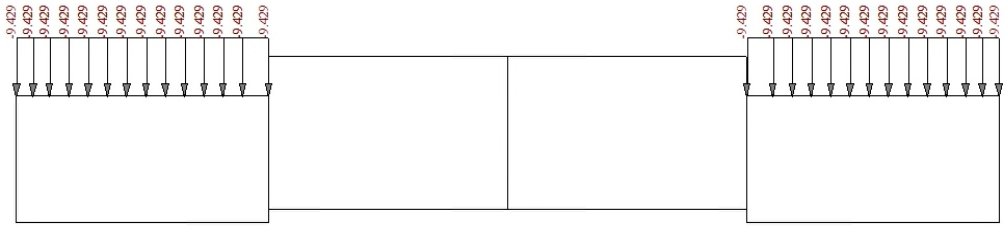
온도선팽창계수 α = 0.00001

7. 하중재하도

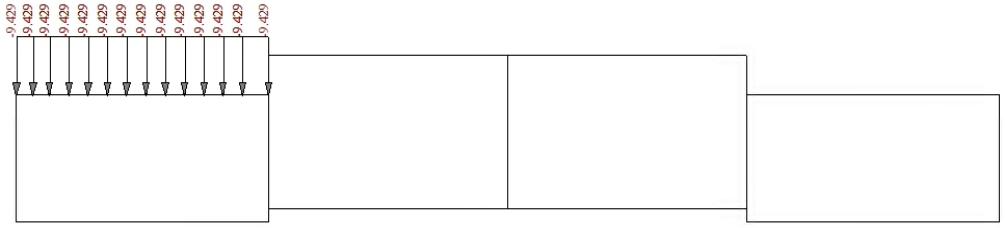
LC1. 고정하중(자중)

프로그램내에서 자동 계산

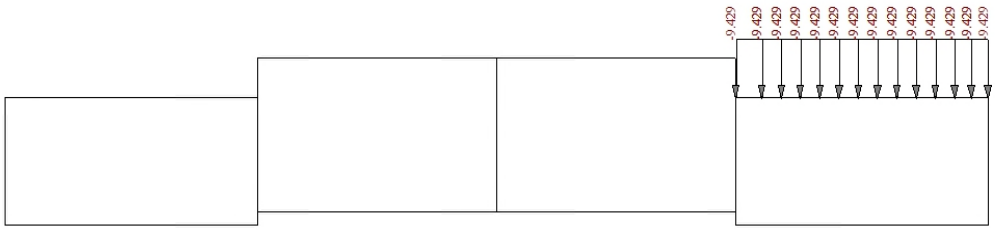
LC2. 활하중(연직하중 만재하시)



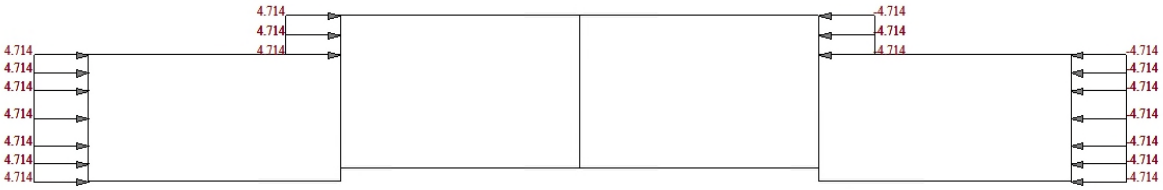
LC3. 활하중(연직하중 좌측편재하시)



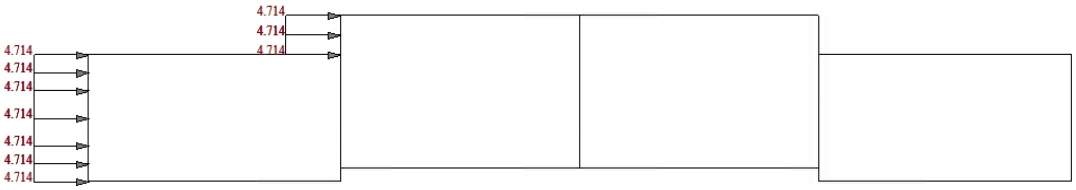
LC4. 활하중(연직하중 우측편재하시)



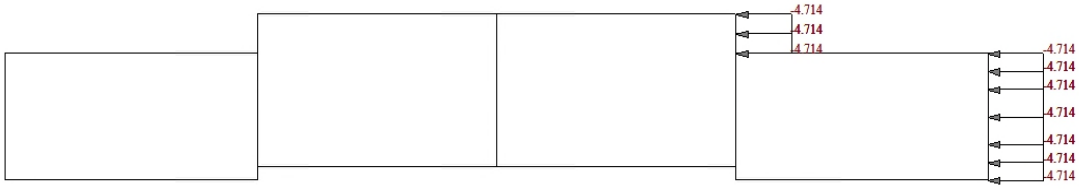
LC5. 활하중(수평하중 만재하시)



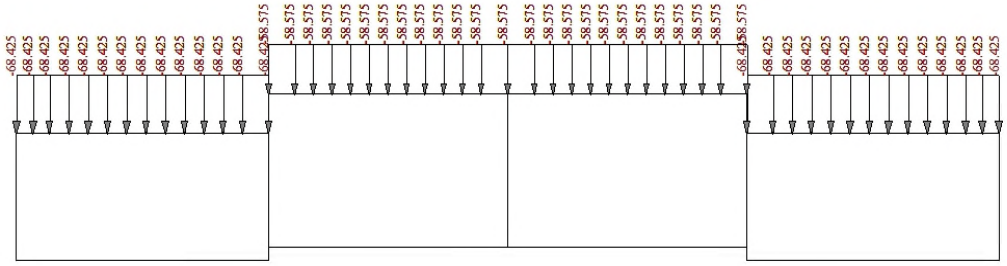
LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)



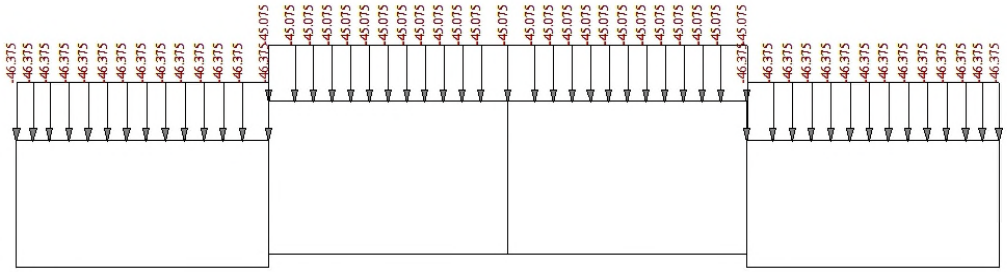
LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)



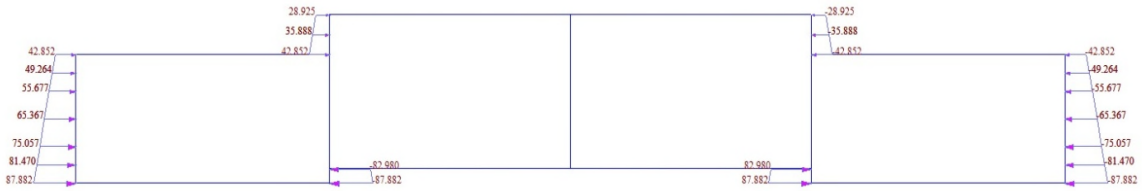
LC8. 토압(연직하중 지하수無)



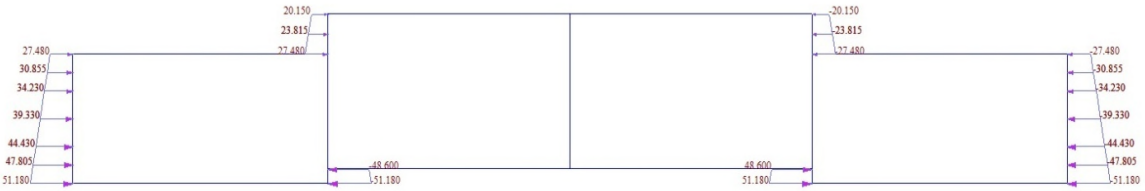
LC9. 토압(연직하중 지하수有)



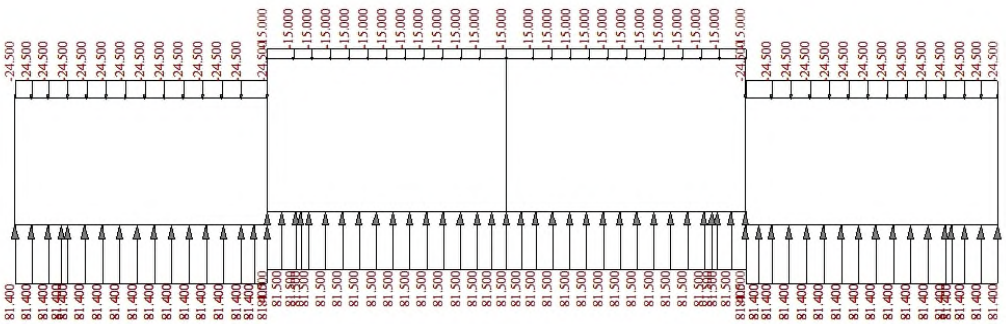
LC10. 토압(수평하중 지하수無)



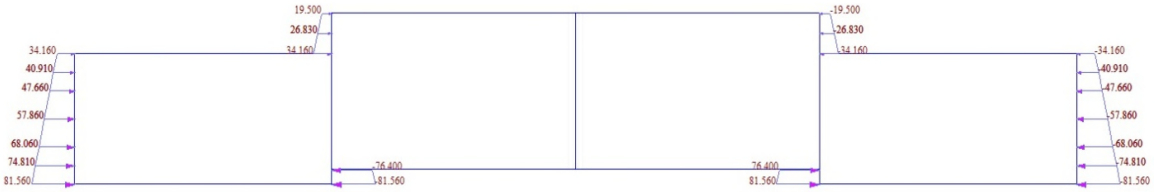
LC11. 토압(수평하중 지하수有)



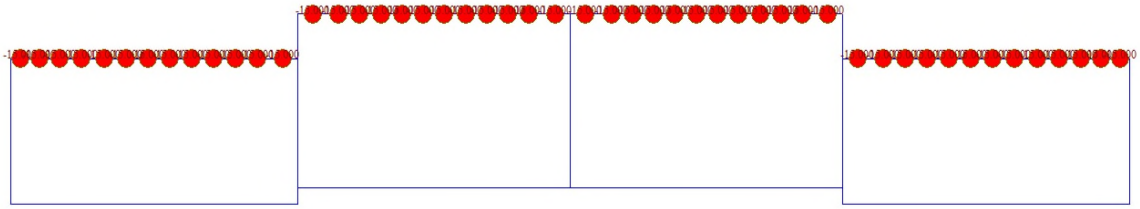
LC12. 수압(연직하중)



LC13. 수압(수평하중)



LC14. 건조수축하중



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, $\alpha_H = 1.0$

h > 2.0 m 에 대해서, $\alpha_H = 1.05 - 0.025h \geq 0.875$

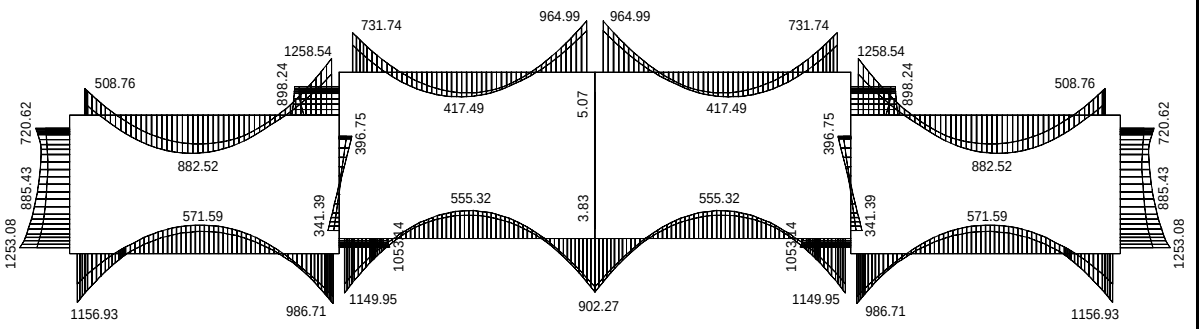
적용토피 = 2.000 m $\alpha_H = 1.05 - 0.025 \times 2.00$

$= 1 \geq 0.875$ $\therefore \alpha_H = 1$

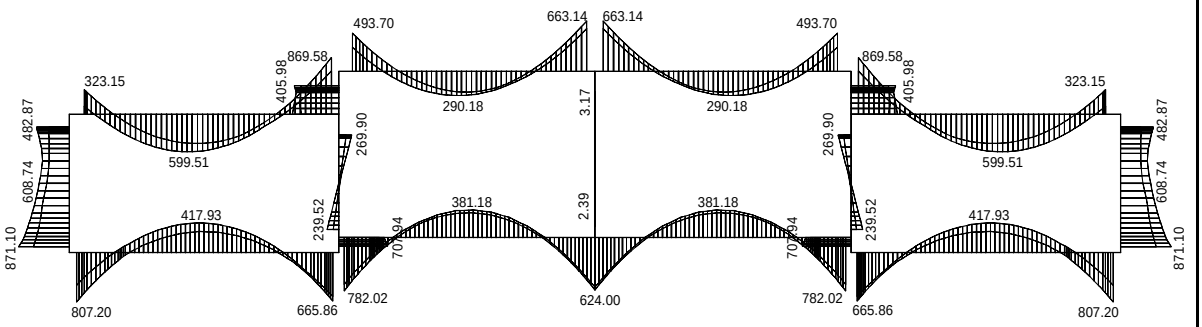
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압		
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有				
				좌측	우측		좌측	우측								
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.60		1.60				1.20	
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.60		1.60				1.20	
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.60		1.60				1.20	
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.60		1.60	1.60	1.60	1.20	
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.60		0.80				1.20	
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.60		0.80				1.20	
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.60		0.80				1.20	
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.60		0.80	1.60	0.80	1.20	
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60					
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60					
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60		
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00	
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00	
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00	
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00	
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00	
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00	
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00					
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00					
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00		

9. 단면력도

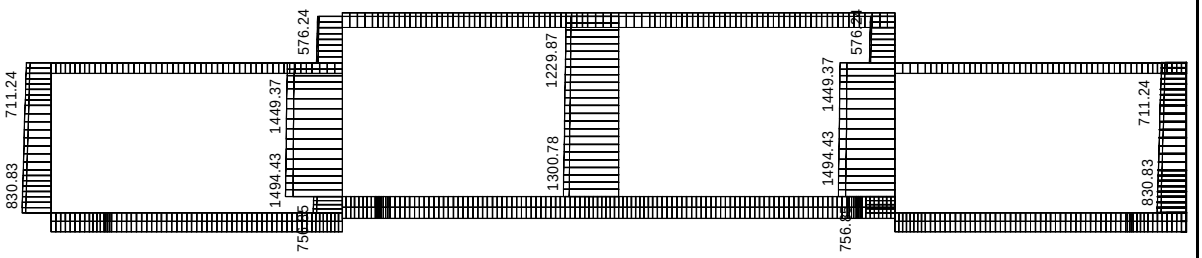
계수하중 - 모멘트도(B.M.D)



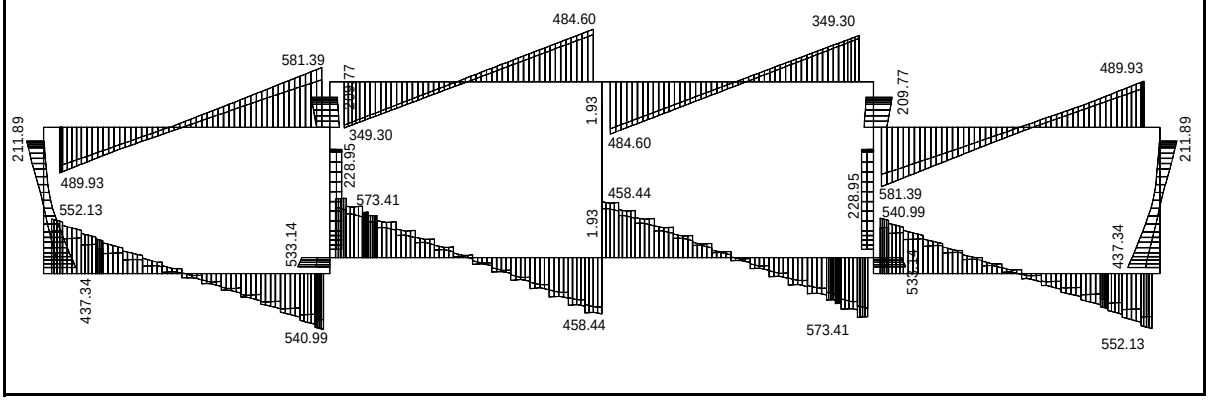
사용하중 - 모멘트도(B.M.D)



계수하중 - 축력도(A.F.D)



계수하중 - 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 상부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(ko.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
상 부 슬래브	외측벽체부	508.760		489.930	323.150	498.020		428.360	508.760	-	489.930	323.150	상시	상시
	램프중앙부	882.520		0.000	599.510	643.940		0.000	882.520	-	0.000	599.510	상시	상시
	램프접합부	1258.540		581.390	869.580	999.710		448.980	1258.540	-	581.390	869.580	상시	상시
	본선접합부	731.740		349.300	493.700	642.040		299.430	731.740	0.000	349.300	493.700	상시	상시
	본선중앙부	417.490		0.000	290.180	314.330		0.000	417.490	0.000	0.000	290.180	상시	상시
	중앙벽체부	964.990		484.600	663.140	752.600		380.600	964.990	0.000	484.600	663.140	상시	상시

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	외측벽체부	1156.930	-	552.130	807.200	902.320	-	463.400	1156.930	-	552.130	807.200	상시	상시
	램프중앙부	571.590	-	0.000	417.930	566.670	-	0.000	571.590	-	0.000	417.930	상시	상시
	램프접합부	986.710	-	540.990	665.860	832.110	-	457.830	986.710	-	540.990	665.860	상시	상시
	본선접합부	1149.950	-	573.410	782.020	910.890	0.000	452.150	1149.950	0.000	573.410	782.020	상시	상시
	본선중앙부	555.320	-	0.000	381.180	442.150	0.000	0.000	555.320	0.000	0.000	381.180	상시	상시
	중앙벽체부	902.270	-	458.440	624.000	749.710	0.000	367.270	902.270	0.000	458.440	624.000	상시	상시
	램프 측구	218.040	-	477.440	172.380	113.430	0.000	399.070	218.040	0.000	477.440	172.380	상시	상시
	본선 측구	424.320	-	536.350	284.960	337.280	0.000	422.490	424.320	0.000	536.350	284.960	상시	상시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	720.620	635.340	211.890	482.870	732.720	585.860	139.470	732.720	585.860	211.890	482.870	지진시	상시
		Pmax	560.490	711.240	211.890	482.870	718.290	598.390	139.470	560.490	711.240	211.890	482.870	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	885.430	772.780	0.000	608.740	723.460	679.650	0.000	885.430	772.780	0.000	608.740	상시	상시
		Pmax	771.660	791.110	0.000	608.740	723.460	679.650	0.000	771.660	791.110	0.000	608.740	상시	상시
	하단부	Mmax	1253.080	829.300	437.340	871.100	997.950	735.970	332.410	1253.080	829.300	437.340	871.100	상시	상시
		Pmax	1250.040	830.830	437.340	871.100	997.950	735.970	332.410	1250.040	830.830	437.340	871.100	상시	상시
연결부 벽체	상단부	Mmax	396.750	1434.230	228.950	269.900	295.530	1171.840	167.140	396.750	1434.230	228.950	269.900	상시	상시
		Pmax	314.950	1449.370	228.950	269.900	279.810	1173.790	167.140	314.950	1449.370	228.950	269.900	상시	상시
	중앙부(+)	Mmax	375.000	1445.090	228.950	254.890	279.810	1173.790	167.140	375.000	1445.090	228.950	254.890	상시	상시
		Pmax	73.940	1466.140	228.950	254.890	69.100	1176.810	167.140	73.940	1466.140	228.950	254.890	상시	상시
	하단부	Mmax	341.390	1490.160	228.950	239.520	247.850	1200.260	169.460	341.390	1490.160	228.950	239.520	상시	상시
		Pmax	280.250	1494.430	228.950	239.520	247.850	1200.260	169.460	280.250	1494.430	228.950	239.520	상시	상시

※ 벽체 : 본 선

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	붕괴방지수준			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	898.240	576.240	209.770	405.980	797.690	487.310	155.630	898.240	576.240	209.770	405.980	상시	상시
		Pmax	843.400	576.240	209.770	405.980	797.690	487.310	155.630	843.400	576.240	209.770	405.980	상시	상시
	하단부	Mmax	1053.140	755.500	533.140	707.940	919.700	635.670	314.410	1053.140	755.500	533.140	707.940	상시	상시
		Pmax	1019.830	756.850	533.140	707.940	919.700	635.670	314.410	1019.830	756.850	533.140	707.940	상시	상시
중앙부 벽체	상단부	Mmax	5.070	1216.220	1.930	3.170	57.310	942.960	25.690	57.310	942.960	25.690	3.170	지진시	지진시
		Pmax	0.000	1229.870	1.930	3.170	53.840	955.760	25.690	58.010	1229.870	25.690	3.170	외측검토	지진시
	중앙부(+)	Mmax	4.740	1229.010	0.000	3.170	53.840	955.760	0.000	53.840	955.760	0.000	3.170	지진시	상시
		Pmax	0.000	1258.560	0.000	3.170	8.660	984.450	0.000	54.500	1258.560	0.000	3.170	확인요망	상시
	하단부	Mmax	3.830	1299.920	1.930	2.390	63.280	1026.660	30.590	63.280	1026.660	30.590	2.390	지진시	지진시
		Pmax	0.000	1300.780	1.930	2.390	63.280	1026.660	30.590	63.770	1300.780	30.590	2.390	외측검토	지진시

11. 단면 설계 정리

※ 상부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
상부슬래브	외측 벽체부	508.76	323.15	-	498.02	508.76	489.93	989.40		1.00	1.067 0.967	0.100	H22@250 + H22@250	H16@150 - 2EA	1.94	460.68	125.00
	램프 중앙부	882.52	599.51	-	643.94	882.52		1081.46		1.00	0.900 0.820	0.080	H25@250 + H25@250		1.23	368.64	125.00
	램프 접합부	1258.54	869.58	-	999.71	1258.54	581.39	1610.83	1155.14	1.00	1.067 0.967	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.28	200.44	125.00
	본선 접합부	731.74	493.70		642.04	731.74	349.30	1283.60		1.00	1.067 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		1.75	361.55	125.00
	본선 중앙부	417.49	290.18		314.33	417.49		834.97		1.00	0.900 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		2.00	683.56	125.00
	중앙 벽체부	964.99	663.14		752.60	964.99	484.60	1610.83		1.00	1.067 0.967	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.67	329.37	125.00

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	외측 벽체부	1156.93	807.20		902.32	1156.93	552.13	1608.57	1155.14	1.00	0.900 0.800	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.39	239.19	125.00
	램프 중앙부	571.59	417.93		566.67	571.59		834.97		1.00	0.900 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		1.46	421.89	125.00
	램프 접합부	986.71	665.86		832.11	986.71	540.99	1608.57	1155.14	1.00	0.900 0.800	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.63	334.54	125.00
	본선 접합부	1149.95	782.02		910.89	1149.95	573.41	1824.59		1.00	1.000 0.900	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.59	314.23	125.00
	본선 중앙부	555.32	381.18		442.15	555.32		940.26		1.00	1.000 0.920	0.080	H22@250 + H22@250		1.69	561.34	125.00
	중앙 벽체부	902.27	624.00		749.71	902.27	458.44	1824.59		1.00	1.000 0.900	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	2.02	446.99	125.00
	램프 측구	218.04	172.38		113.43	218.04	477.44	1068.51	794.16	1.00	0.630 0.550	0.080	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	4.90	1136.93	125.00
	본선 측구	424.32	284.96		337.28	424.32	536.35	1392.55	1078.13	1.00	0.800 0.700	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	3.28	885.42	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
외측 벽체	상단부 Mmax	720.62	482.87	585.86	732.72	732.72	211.89	#NAME?		1.00	1.167 / 1.067	0.100	H22@250 + H22@250		#NAME?	283.54	125.00
	상단부 Pmax	560.49	482.87	711.24	718.29	560.49	211.89	#NAME?		1.00	1.167 / 1.067	0.100	H22@250 + H22@250		#NAME?	283.54	125.00
	중앙부(-) Mmax	885.43	608.74	772.78	723.46	885.43		#NAME?		1.00	1.000 / 0.900	0.100	H32@250 + H32@250		#NAME?	463.41	125.00
	중앙부(-) Pmax	771.66	608.74	791.11	723.46	771.66		#NAME?		1.00	1.000 / 0.900	0.100	H32@250 + H32@250		#NAME?	463.41	125.00
	하단부 Mmax	1253.08	871.10	829.30	997.95	1253.08	437.34	#NAME?		1.00	1.000 / 0.900	0.100	H32@250 + H32@250		#NAME?	260.59	125.00
	하단부 Pmax	1250.04	871.10	830.83	997.95	1250.04	437.34	#NAME?		1.00	1.000 / 0.900	0.100	H32@250 + H32@250		#NAME?	260.59	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
연결부 벽체	상단부 Mmax	396.75	269.90	1434.23	295.53	396.75	228.95	#NAME?		1.00	0.450 0.370	0.080	H19@250 + H19@250		#NAME?	125.73	125.00
	상단부 Pmax	314.95	269.90	1449.37	279.81	314.95	228.95	#NAME?		1.00	0.450 0.370	0.080	H19@250 + H19@250		#NAME?	125.73	125.00
	중앙부 (+) Mmax	375.00	254.89	1445.09	279.81	375.00	228.95	#NAME?		1.00	0.450 0.370	0.080	H19@250 + H19@250		#NAME?	143.52	125.00
	중앙부 (+) Pmax	73.94	254.89	1466.14	69.10	73.94	228.95	#NAME?		1.00	0.450 0.370	0.080	H19@250 + H19@250		#NAME?	143.52	125.00
	하단부 Mmax	341.39	239.52	1490.16	247.85	341.39	228.95	#NAME?		1.00	0.450 0.370	0.080	H19@250 + H19@250		#NAME?	164.03	125.00
	하단부 Pmax	280.25	239.52	1494.43	247.85	280.25	228.95	#NAME?		1.00	0.450 0.370	0.080	H19@250 + H19@250		#NAME?	164.03	125.00

※ 벽체 : 본선

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
외측 벽체	상단부 Mmax	898.24	405.98	576.24	797.69	898.24	209.77	#NAME?		1.00	1.067 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	486.86	125.00
	상단부 Pmax	843.40	405.98	576.24	797.69	843.40	209.77	#NAME?		1.00	1.067 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	486.86	125.00
	하단부 Mmax	1053.14	707.94	755.50	919.70	1053.14	533.14	#NAME?		1.00	0.900 0.800	0.100	H32@250 + H32@250		#NAME?	302.26	125.00
	하단부 Pmax	1019.83	707.94	756.85	919.70	1019.83	533.14	#NAME?		1.00	0.900 0.800	0.100	H32@250 + H32@250		#NAME?	302.26	125.00
중앙부 벽체	상단부 Mmax	5.07	3.17	942.96	57.31	57.31	25.69	#NAME?		1.00	0.667 0.587	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	23242.94	125.00
	상단부 Pmax		3.17	1229.87	53.84	58.01	25.69	#NAME?		1.00	0.667 0.587	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	23242.94	125.00
	하단부 Mmax	4.74	3.17	955.76	53.84	53.84		#NAME?		1.00	0.500 0.420	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	16473.82	125.00
	하단부 Pmax		3.17	1258.56	8.66	54.50		#NAME?		1.00	0.500 0.420	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	16473.82	125.00
	하단부 Mmax	3.83	2.39	1026.66	63.28	63.28	30.59	#NAME?		1.00	0.500 0.420	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	21852.24	125.00
	하단부 Pmax		2.39	1300.78	63.28	63.77	30.59	#NAME?		1.00	0.500 0.920	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	21852.24	125.00

12. 단면설계

12.1 상부슬래브 단면검토

12.1.1 외측벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
508.760	489.930	323.150	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 27.367 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 508760000 = 0

∴ Required As = 1570.178 ㎟ [p = 0.00162]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2093.570 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 32.196 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 32.196) / 32.196

= 0.0871

· ε_t = 0.0871 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 989.4 kN.m > Mu = 508.760 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 489.930 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 489.930 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00320

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.191

· j = 1 - k / 3 = 0.936

· x = k·d = 184.186 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.876 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 115.269 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 115.269 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 460.685 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 546.548 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 460.685 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
882.520	0.000	599.510	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 57.163 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 882520000 = 0

∴ Required As = 3279.741 ㎟ [p = 0.004]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4372.988 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 67.251 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 67.251) / 67.251

= 0.0336

· ε_t = 0.0336 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1081.457 kN.m > Mu = 882.520 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00494

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.231

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 189.203 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.372 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 195.388 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 195.388 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 25 / 2 = 67.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 368.641 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 429.913 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 368.641 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1258.540	581.390	869.580	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 69.219 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 1258540000 = 0

∴ Required As = 3971.417 ㎟ [p = 0.00411]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5295.222 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 81.434 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 81.434) / 81.434

= 0.0326

· ε_t = 0.0326 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1610.828 kN.m > Mu = 1258.540 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN < Vu = 581.390 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 581.390 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 400 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 38.609 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 38.609 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 519.615 kN + 635.520 kN

= 1155.135 kN > Vu = 581.390 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00532

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 230.192 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.490 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 190.132 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 190.132 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 200.436 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 331.349 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 200.436 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
731.740	349.300	493.700	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 39.616 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 731740000 = 0

∴ Required As = 2272.965 ㎟ [p = 0.00235]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3030.620 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 46.607 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 46.607) / 46.607

= 0.0592

· ε_t = 0.0592 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1283.597 kN.m > Mu = 731.740 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 349.300 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 349.300 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.557 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.301 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 135.705 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 135.705 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 361.551 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 464.241 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 361.551 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
417.490	0.000	290.180	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 26.529 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 417490000 = 0

∴ Required As = 1522.074 ㎟ [p = 0.00186]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2029.432 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 31.210 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 31.210) / 31.210

= 0.0758

· ε_t = 0.0758 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 834.973 kN.m > Mu = 417.490 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 168.115 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.519 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 122.654 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 122.654 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 683.565 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 684.852 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 683.565 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
964.990	484.600	663.140	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 52.605 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 964990000 = 0

∴ Required As = 3018.198 ㎟ [p = 0.00312]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4024.264 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 61.888 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 61.888) / 61.888

= 0.0439

· ε_t = 0.0439 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1610.828 kN.m > Mu = 964.990 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 484.600 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 484.600 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00532

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 230.192 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.474 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 144.994 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 144.994 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 329.375 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 434.500 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 329.375 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 하부슬래브 단면검토

12.2.1 외측벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	800.000	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1156.930	552.130	807.200	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 77.929 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 272000.000 As - 1156930000 = 0

∴ Required As = 4471.192 ㎟ [p = 0.00559]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 17580.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2598.076 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5961.589 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 91.681 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - 91.681) / 91.681

= 0.0232

· ε_t = 0.0232 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1608.57 kN.m > Mu = 1156.930 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN < Vu = 552.130 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 552.130 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 400 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 20.322 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 20.322 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 519.615 kN + 635.520 kN

= 1155.135 kN > Vu = 552.130 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00794

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.282

· j = 1 - k / 3 = 0.906

· x = k·d = 225.966 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.859 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 175.314 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 175.314 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 239.194 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 359.356 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 239.194 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
571.590	0.000	417.930	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 36.547 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 571590000 = 0

∴ Required As = 2096.909 ㎟ [p = 0.00256]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2795.879 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 42.997 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 42.997) / 42.997

= 0.0542

· ε_t = 0.0542 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 834.973 kN.m > Mu = 571.590 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 168.115 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.508 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 176.652 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 176.652 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 421.889 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 475.511 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 421.889 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	800.000	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
986.710	540.990	665.860	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 65.944 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 272000.000 As - 986710000 = 0

∴ Required As = 3783.550 ㎟ [p = 0.00473]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 17580.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2598.076 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2800.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5044.733 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 77.581 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - 77.581) / 77.581

= 0.0279

· ε_t = 0.0279 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1608.57 kN.m > Mu = 986.710 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN < Vu = 540.990 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 540.990 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 400 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 13.359 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 13.359 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 519.615 kN + 635.520 kN

= 1155.135 kN > Vu = 540.990 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00794

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.282

· j = 1 - k / 3 = 0.906

· x = k·d = 225.966 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.133 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 144.617 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 144.617 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 334.544 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 435.635 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 334.544 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	900.000	900.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1149.950	573.410	782.020	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 68.073 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 306000.000 As - 1149950000 = 0

∴ Required As = 3905.715 ㎟ [p = 0.00434]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 19777.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2922.836 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5207.620 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 80.086 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - 80.086) / 80.086

= 0.0307

· ε_t = 0.0307 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1824.592 kN.m > Mu = 1149.950 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 584.567 kN > Vu = 573.410 kN

· 1/2·Øv·Vc = 292.284 kN < Vu = 573.410 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00706

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.269

· j = 1 - k / 3 = 0.910

· x = k·d = 241.940 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.890 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 150.220 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 150.220 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 314.232 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 419.386 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 314.232 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	920.000	920.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
555.320	0.000	381.180	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 31.481 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 312800.000 As - 555320000 = 0

∴ Required As = 1806.223 ㎟ [p = 0.00196]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20217.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2987.788 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2408.297 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 37.036 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (920.000 - 37.036) / 37.036

= 0.0715

· ε_t = 0.0715 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 940.264 kN.m > Mu = 555.320 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 597.558 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 298.779 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00337

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.195

· j = 1 - k / 3 = 0.935

· x = k·d = 179.212 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.945 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 143.082 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 143.082 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 561.343 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 587.075 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 561.343 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	900.000	900.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
902.270	458.440	624.000	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 52.949 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 306000.000 As - 902270000 = 0

∴ Required As = 3037.960 ㎟ [p = 0.00338]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 19777.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2922.836 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4050.613 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 62.293 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - 62.293) / 62.293

= 0.0403

· ε_t = 0.0403 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1824.592 kN.m > Mu = 902.270 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 584.567 kN > Vu = 458.440 kN

· 1/2·Øv·Vc = 292.284 kN < Vu = 458.440 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00706

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.269

· j = 1 - k / 3 = 0.910

· x = k·d = 241.940 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.296 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 119.865 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 119.865 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 446.988 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 525.590 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 446.988 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 램프 측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	630.000	550.000	550.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
218.040	477.440	172.380	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 20.712 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 187000.000 As - 218040000 = 0

∴ Required As = 1188.365 ㎟ [p = 0.00216]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 12086.250 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 1925.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 1786.177 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 1925.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 1584.487 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 24.367 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (550.000 - 24.367) / 24.367

= 0.0647

· ε_t = 0.0647 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1068.514 kN.m > Mu = 218.040 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 357.235 kN < Vu = 477.440 kN

· 1/2·Øv·Vc = 178.618 kN < Vu = 477.440 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 275 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 109.277 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 109.277 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 357.235 kN + 436.920 kN

= 794.155 kN > Vu = 477.440 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01155

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.329

· j = 1 - k / 3 = 0.890

· x = k·d = 181.137 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.887 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 55.412 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 55.412 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1261.162 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1136.930 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1136.930 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선 측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	800.000	700.000	700.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
424.320	536.350	284.960	100.000	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 31.796 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 238000.000 As - 424320000 = 0

∴ Required As = 1824.289 ㎟ [p = 0.00261]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 15382.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2450.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2273.317 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2450.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2432.386 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 37.407 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (700.000 - 37.407) / 37.407

= 0.0531

· ε_t = 0.0531 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1392.547 kN.m > Mu = 424.320 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 484.974 kN < Vu = 536.350 kN

· 1/2·Øv·Vc = 242.487 kN < Vu = 536.350 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 350 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 34.404 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 34.404 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 484.974 kN + 593.152 kN

= 1078.126 kN > Vu = 536.350 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00908

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.299

· j = 1 - k / 3 = 0.900

· x = k·d = 208.987 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.326 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 71.153 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 71.153 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 896.776 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 885.421 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 885.421 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3 램프-벽체 단면검토

12.3.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	732.720	211.890	585.860	482.870
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1166.667	1066.667	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1250.674	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0040] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 640.000 mm

· a = β1·c = 544.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 26775000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 573.311 mm

· d" = X - H + d = 473.311 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 12484.800 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 11829.904 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4898.070 kN.m

· eb = Mb / Pb = 414.041 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1723.985 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1066.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 585.860 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 732.720 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 605.535 kN > Vu = 211.890 kN

· 1/2·Øv·Vc = 302.768 kN > Vu = 211.890 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00290

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.182

· j = 1 - k / 3 = 0.939

· x = k·d = 194.133 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.965 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 155.621 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 155.621 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 283.537 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 404.830 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 283.537 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	560.490	211.890	711.240	482.870
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1166.667	1066.667	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
788.046	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0040] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 640.000 mm

· a = β1·c = 544.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 26775000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 573.311 mm

· d" = X - H + d = 473.311 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 12484.800 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 11829.904 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4898.070 kN.m

· eb = Mb / Pb = 414.041 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1261.357 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1066.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 711.240 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 560.490 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 610.022 kN > Vu = 211.890 kN

· 1/2·Øv·Vc = 305.011 kN > Vu = 211.890 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00290

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.182

· j = 1 - k / 3 = 0.939

· x = k·d = 194.133 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.965 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 155.621 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 155.621 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 283.537 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 404.830 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 283.537 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.3 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	885.430	0.000	772.780	608.740
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1000.000	900.000	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1145.772	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0079] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 540.000 mm

· a = β1·c = 459.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 22950000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 471.029 mm

· d" = X - H + d = 371.029 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 10534.050 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8576.434 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4359.710 kN.m

· eb = Mb / Pb = 508.336 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1516.801 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 772.780 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 885.430 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 616.834 kN > Vu = 0.000 kN
· 1/2·Øv·Vc = 308.417 kN > Vu = 0.000 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00706
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.269
· j = 1 - k / 3 = 0.910
· x = k·d = 242.100 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.138 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 116.942 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 116.942 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 463.411 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 538.729 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 463.411 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.4 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	771.660	0.000	791.110	608.740
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1000.000	900.000	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
975.414	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0079] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 540.000 mm

· a = β1·c = 459.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 22950000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 471.029 mm

· d" = X - H + d = 371.029 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 10534.050 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8576.434 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4359.710 kN.m

· eb = Mb / Pb = 508.336 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1346.443 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 791.110 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 771.660 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 617.600 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 308.800 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00706

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.269

· j = 1 - k / 3 = 0.910

· x = k·d = 242.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.138 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 116.942 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 116.942 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 463.411 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 538.729 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 463.411 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.5 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1253.080	437.340	829.300	871.100
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1000.000	900.000	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1511.009	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0079] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 540.000 mm

· a = β1·c = 459.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 22950000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 471.029 mm

· d" = X - H + d = 371.029 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 10534.050 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8576.434 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4359.710 kN.m

· eb = Mb / Pb = 508.336 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1882.038 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 829.300 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1253.080 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 619.194 kN > Vu = 437.340 kN

· 1/2·Øv·Vc = 309.597 kN < Vu = 437.340 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00706

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.269

· j = 1 - k / 3 = 0.910

· x = k·d = 242.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.783 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 167.342 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 167.342 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 260.593 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 376.475 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 260.593 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.6 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1250.040	437.340	830.830	871.100
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1000.000	900.000	100.000	80.000	900.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1504.568	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0079] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 540.000 mm

· a = β1·c = 459.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 22950000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 471.029 mm

· d" = X - H + d = 371.029 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 10534.050 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8576.434 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4359.710 kN.m

· eb = Mb / Pb = 508.336 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1875.597 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 830.830 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1250.040 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 619.258 kN > Vu = 437.340 kN

· 1/2·Øv·Vc = 309.629 kN < Vu = 437.340 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00706

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.269

· j = 1 - k / 3 = 0.910

· x = k·d = 242.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.783 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 167.342 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 167.342 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 260.593 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 376.475 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 260.593 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.7 연결부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	396.750	228.950	1434.230	269.900
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	370.000	80.000	80.000	370.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
276.629	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0076] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 222.000 mm

· a = β1·c = 188.700 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 219.320 mm

· d" = X - H + d = 139.320 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4330.665 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3845.964 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 783.237 kN.m

· eb = Mb / Pb = 203.652 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 415.949 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (370.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1434.230 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 396.750 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 295.033 kN > Vu = 228.950 kN

· 1/2·Øv·Vc = 147.517 kN < Vu = 228.950 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00619

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.254

· j = 1 - k / 3 = 0.915

· x = k·d = 93.980 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 16.960 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 347.702 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 347.702 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 125.733 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 241.586 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 125.733 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.8 연결부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	314.950	228.950	1449.370	269.900
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	370.000	80.000	80.000	370.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
217.301	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0076] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 222.000 mm

· a = β1·c = 188.700 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 219.320 mm

· d" = X - H + d = 139.320 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4330.665 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3845.964 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 783.237 kN.m

· eb = Mb / Pb = 203.652 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 356.621 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (370.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1449.370 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 314.950 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 295.610 kN > Vu = 228.950 kN

· 1/2·Øv·Vc = 147.805 kN < Vu = 228.950 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00619

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.254

· j = 1 - k / 3 = 0.915

· x = k·d = 93.980 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 16.960 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 347.702 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 347.702 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 125.733 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 241.586 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 125.733 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.9 연결부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	341.390	228.950	1490.160	239.520
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	370.000	80.000	80.000	370.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
229.096	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0076] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 222.000 mm

· a = β1·c = 188.700 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 219.320 mm

· d" = X - H + d = 139.320 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4330.665 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3845.964 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 783.237 kN.m

· eb = Mb / Pb = 203.652 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 368.416 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (370.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1490.160 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 341.390 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 297.166 kN > Vu = 228.950 kN

· 1/2·Øv·Vc = 148.583 kN < Vu = 228.950 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00619

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.254

· j = 1 - k / 3 = 0.915

· x = k·d = 93.980 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 15.051 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 308.565 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 308.565 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 164.035 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 272.228 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 164.035 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.10 연결부 벽체 하단부 Pmax

3 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	280.250	228.950	1494.430	239.520
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	450.000	370.000	80.000	80.000	370.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
187.530	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0076] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 222.000 mm

· a = β1·c = 188.700 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 10327500 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 219.320 mm

· d" = X - H + d = 139.320 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4330.665 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3845.964 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 783.237 kN.m

· eb = Mb / Pb = 203.652 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 326.850 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (370.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1494.430 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 280.250 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 297.329 kN > Vu = 228.950 kN

· 1/2·Øv·Vc = 148.665 kN < Vu = 228.950 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00619

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.254

· j = 1 - k / 3 = 0.915

· x = k·d = 93.980 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 15.051 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 308.565 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 308.565 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 164.035 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 272.228 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 164.035 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4 본선-벽체 단면검토

12.4.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	898.240	209.770	576.240	405.980
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1558.795	0.850	#NAME?	0.75		

			1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
				H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
				H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
				H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
							TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴	USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 514.703 mm

· d" = X - H + d = 414.703 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10125.009 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4332.474 kN.m

· eb = Mb / Pb = 427.898 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'
= #NAME? kN
∴ a = #NAME? mn ⇒ # ∴ ####
· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1973.498 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ ####
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 576.240 kN ∴ ####
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 898.240 kN.m ∴ ####

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 539.666 kN > Vu = 209.770 kN
· 1/2·Øv·Vc = 269.833 kN > Vu = 209.770 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00419
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215
· j = 1 - k / 3 = 0.928
· x = k·d = 207.833 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.354 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 111.605 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 111.605 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 486.864 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 564.491 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 486.864 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	843.400	209.770	576.240	405.980
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1463.626	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 514.703 mm

· d" = X - H + d = 414.703 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10125.009 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4332.474 kN.m

· eb = Mb / Pb = 427.898 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1878.329 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 576.240 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 843.400 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 539.666 kN > Vu = 209.770 kN

· 1/2·Øv·Vc = 269.833 kN > Vu = 209.770 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.833 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.354 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 111.605 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 111.605 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 486.864 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 564.491 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 486.864 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1053.140	533.140	755.500	707.940
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1393.964	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0083] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 419.567 mm

· d" = X - H + d = 319.567 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7254.259 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3573.595 kN.m

· eb = Mb / Pb = 492.620 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1713.531 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 755.500 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1053.140 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 550.772 kN > Vu = 533.140 kN

· 1/2·Øv·Vc = 275.386 kN < Vu = 533.140 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00794

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.282

· j = 1 - k / 3 = 0.906

· x = k·d = 225.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.659 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 153.730 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 153.730 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 302.262 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 409.809 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 302.262 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.4 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1019.830	533.140	756.850	707.940
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1347.466	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0083] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 419.567 mm

· d" = X - H + d = 319.567 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7254.259 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3573.595 kN.m

· eb = Mb / Pb = 492.620 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1667.033 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 756.850 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1019.830 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 550.827 kN > Vu = 533.140 kN

· 1/2·Øv·Vc = 275.414 kN < Vu = 533.140 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00794

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.282

· j = 1 - k / 3 = 0.906

· x = k·d = 225.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.659 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 153.730 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 153.730 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 302.262 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 409.809 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 302.262 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.5 중앙부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	57.310	25.690	942.960	3.170
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
60.777	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 328.381 mm

· d" = X - H + d = 248.381 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1530.852 kN.m

· eb = Mb / Pb = 234.410 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 309.158 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 942.960 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 57.310 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 300.359 kN > Vu = 25.690 kN

· 1/2·Øv·Vc = 150.180 kN > Vu = 25.690 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.111 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 3.614 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 3.614 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 28873.680 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 23242.944 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 23242.944 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.6 중앙부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	58.010	25.690	1229.870	3.170
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
47.168	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 328.381 mm

· d" = X - H + d = 248.381 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1530.852 kN.m

· eb = Mb / Pb = 234.410 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 295.549 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1229.870 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 58.010 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 308.745 kN > Vu = 25.690 kN

· 1/2·Øv·Vc = 154.373 kN > Vu = 25.690 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.111 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 3.614 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 3.614 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 28873.680 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 23242.944 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 23242.944 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.7 중앙부 벽체 중앙부(+) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	53.840	0.000	955.760	3.170
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
56.332	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 221.986 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 955.760 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 53.840 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 310.045 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 155.023 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.188 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 5.099 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 5.099 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 20412.273 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 16473.818 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 16473.818 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.8 중앙부 벽체 중앙부(+) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	54.500	0.000	1258.560	3.170
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
43.303	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 208.957 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1258.560 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 54.500 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 321.846 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 160.923 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.188 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 5.099 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 5.099 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 20412.273 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 16473.818 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 16473.818 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.9 중앙부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	63.280	30.590	1026.660	2.390
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
61.637	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 227.291 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1026.660 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 63.280 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 312.808 kN > Vu = 30.590 kN

· 1/2·Øv·Vc = 156.404 kN > Vu = 30.590 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.142 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 3.844 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 3.844 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 27135.297 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 21852.237 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 21852.237 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.10 중앙부 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	63.770	30.590	1300.780	2.390
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
49.024	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 214.678 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1300.780 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 63.770 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 323.491 kN > Vu = 30.590 kN

· 1/2·Øv·Vc = 161.746 kN > Vu = 30.590 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.142 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 3.844 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 3.844 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 27135.297 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 21852.237 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 21852.237 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

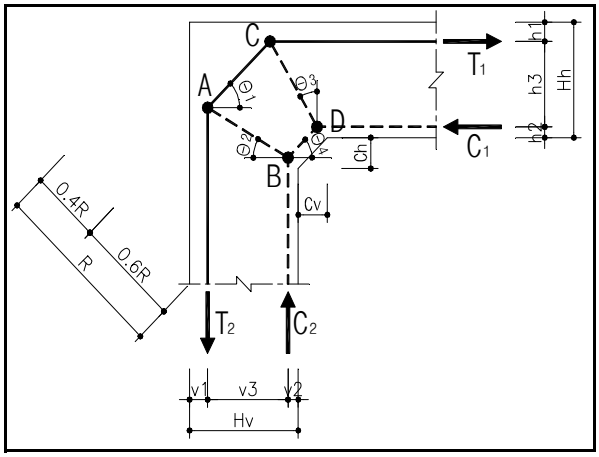
13. 우각부 보강검토

13.1 상부슬래브 (램프-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1000.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	820.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	732.720 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1697.06 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

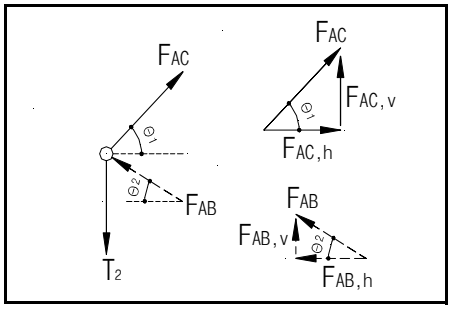
θ_2 = 23.47°

θ_3 = 32.35°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

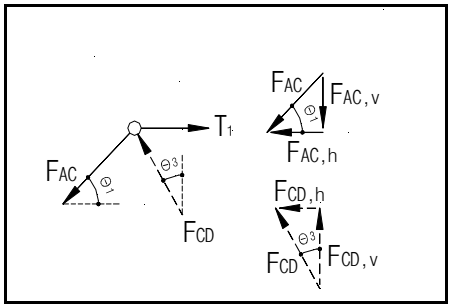
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{732.720}{0.720} =$ 1,017.667 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{732.720}{0.820} =$ 893.561 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 881.142 kN

식 ⑥ 으로부터

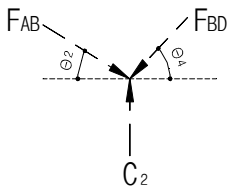
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 881.142 kN

따라서 F_{AC} = **881.142** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 679.246 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

ΣV = 0 :

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 881.142 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 737.508 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	881.142	타이
AB	-679.246	스트럿
BD	-881.142	스트럿
CD	-737.508	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 881.142 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{881,141.634}{0.85 \times 400} = 2,591.59 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00 mm²	(1 cycle)
	= H	22	@	250	=	1,548.40 mm²	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40 mm²	(1 단)
	= H	22	@	250	=	1,548.40 mm²	(2 단)
				합계	=	**4,645.20** mm²	

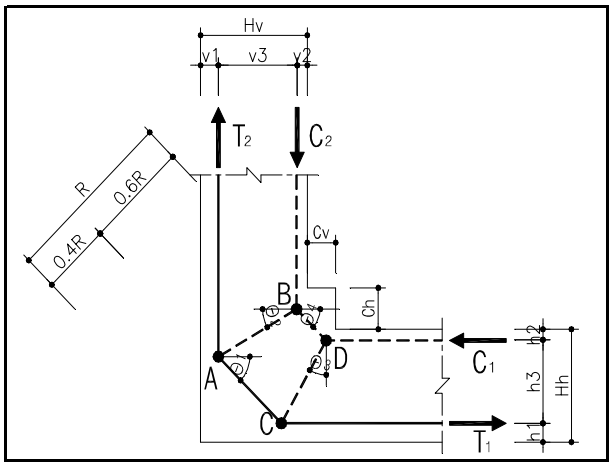
$A_{s,used}$ = 4,645.20 mm^2 > 2,591.59 mm^2 ……O.K

13.2 하부슬래브(램프-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1000.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	820.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1253.080 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1345.36 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

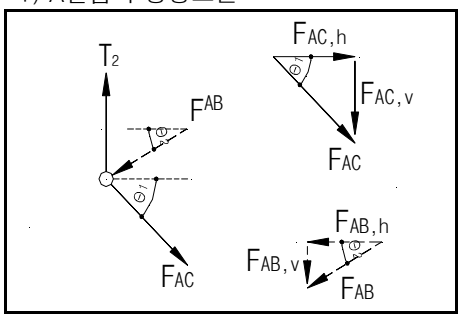
θ_2 = 10.39°

θ_3 = 19.17°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

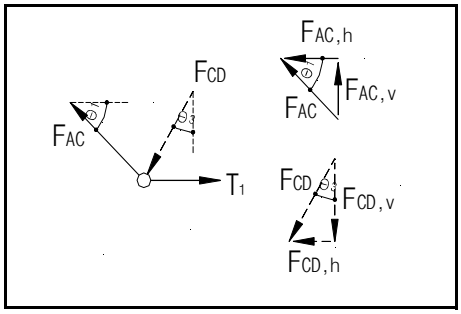
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$

$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{1{,}253.080}{0.720} =$ 1,740.389 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{1{,}253.080}{0.820} =$ 1,528.146 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,826.288 kN

식 ⑥ 으로부터

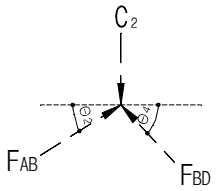
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,826.288 kN

따라서 $F_{AC} =$ **1,826.288** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}312.906 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}826.288 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}367.213 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,826.288**	타이
AB	**-1,312.906**	스트럿
BD	**-1,826.288**	스트럿
CD	**-1,367.213**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,826.288 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}826{,}288.292}{0.85 \times 400} = 5{,}371.44 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2 (1 cycle)
	= H	32	@	250	=	3,176.80	mm^2 (2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2 (1 단)
	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2 (2 단)
				합계	=	**6,273.60**	mm^2

$A_{s,used}$ = 6,273.60 mm^2 > 5,371.44 mm^2 ……O.K

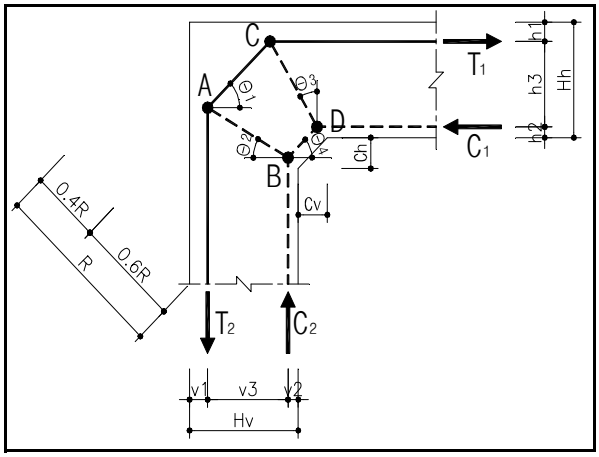
13. 우각부 보강검토

13.3 상부슬래브 (본선-외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	900.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	720.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	898.240 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1626.35 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

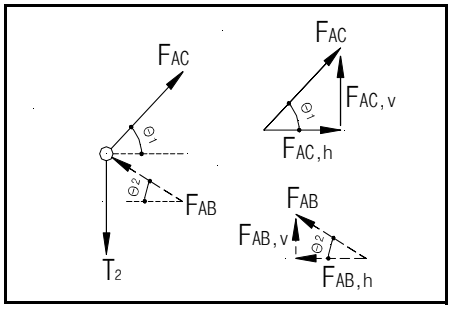
θ_2 = 29.48°

θ_3 = 29.48°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

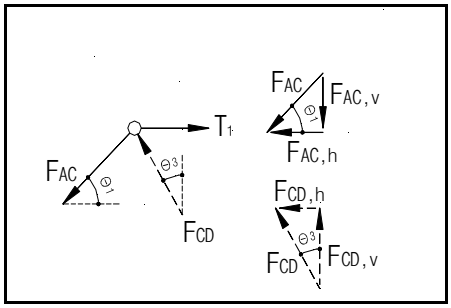
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\Theta = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{898.240}{0.720} =$ 1,247.556 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{898.240}{0.720} =$ 1,247.556 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,127.155 kN

식 ⑥ 으로부터

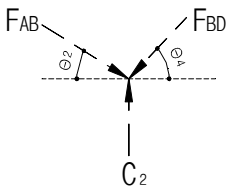
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,127.155 kN

따라서 F_{AC} = **1,127.155** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 915.545 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

ΣV = 0 :

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1,127.155 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 915.545 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,127.155	타이
AB	-915.545	스트럿
BD	-1,127.155	스트럿
CD	-915.545	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,127.155 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1,127,154.561}{0.85 \times 400} = 3,315.16 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H 0 @ 250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H 25 @ 250	=	2,026.80	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H 22 @ 250	=	1,548.40	mm^2	(1 단)
	= H 22 @ 250	=	1,548.40	mm^2	(2 단)
	합계	=	**5,123.60**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 5,123.60 mm^2 > 3,315.16 mm^2 ……O.K

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 상부슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
접합부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 상부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 기둥부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.5 램프-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.6 램프_연결부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	19@	125	=	2292.000	458.400	900.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	19@	125	=	2292.000	458.400	900.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	19@	125	=	2292.000	458.400	900.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.7 본선-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.8 본선 중앙부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

15. 사용성 검토

부 재	최소두께 또는 높이 t (mm)			
	단순지지	일단연속	양단연속	캔틸레버
일방향 슬래브	L / 20	L / 24	L / 28	L / 10
보	L / 16	L / 18.5	L / 21	L / 8

부 재	지간 L (mm)	최소두께 t (mm)	사용두께 t (mm)	평 가
상부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	900.00	O.K
상부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	900.00	O.K
하부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	900.00	O.K
하부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	1000.00	O.K
램프-외측 벽체	3840.00	160.00	1000.00	O.K
본선-외측 벽체	3840.00	137.14	900.00	O.K
중앙 벽체	4750.00	197.92	500.00	O.K

16. 지지력 검토

16.1 하중 산정 : 램프

16.1.1 고정하중

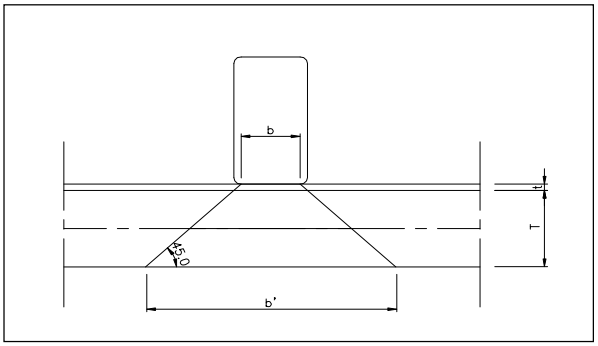
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1156.86 / 22.300 = 51.877 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 68.425 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 9.4 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

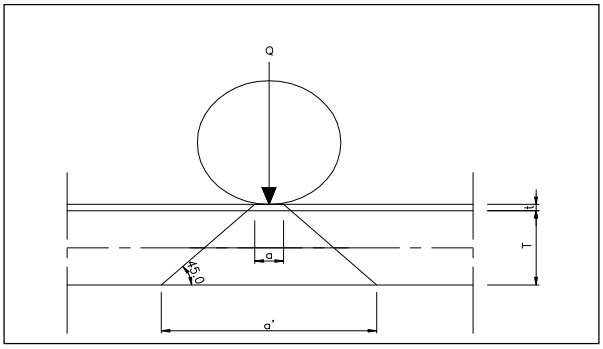


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 900.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.40 m



a' = 0.200 + 2 x (0.900 + 0.050) x cot 45°

= 2.10 m

Qz' = 96.000 / (2.400 x 2.100) = 19.05 kN/m^2

16.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 51.877 + 68.425 + 0.000 + 9.429 + 19.048

= 148.778 kN/m^2

220

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 148.778 kN/m^2 < Qa = 400.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16.3 하중 산정 : 본선

16.3.1 고정하중

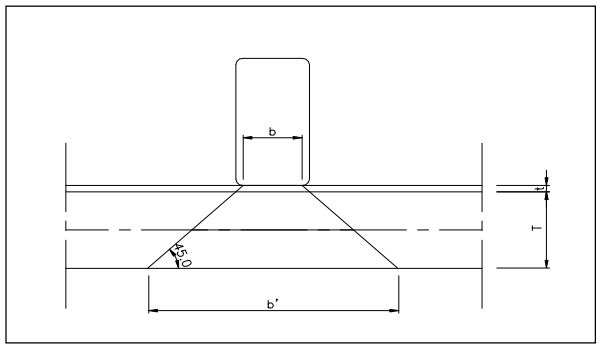
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1177.18 / 17.200 = 68.441 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 58.575 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 0.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

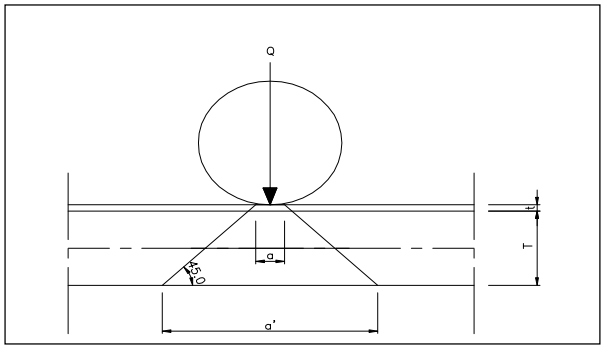


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1000.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.60 m



a' = 0.200 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.30 m

Qz' = 96.000 / (2.600 x 2.300) = 16.05 kN/m^2

16.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 68.441 + 58.575 + 0.000 + 0.000 + 16.054

= 143.070 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

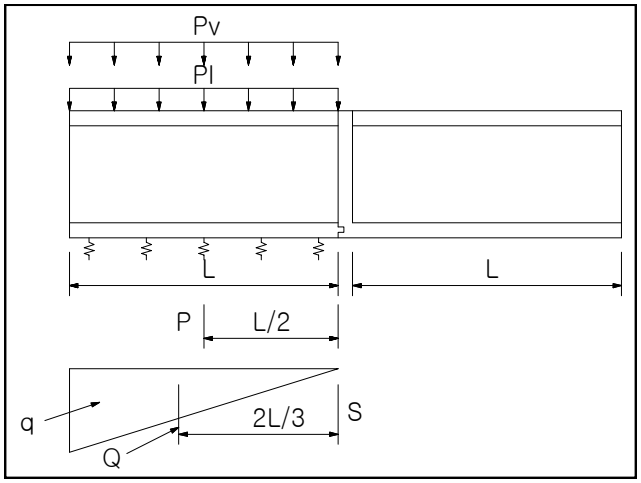
Qmax = 143.070 kN/m^2 < Qa = 400.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

17. 신축이음부 검토

17-1. 램프

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

$Pv = B \times H \times \gamma t$

$= 11.15 \times 4 \times 19.0$

$= 847.4 \ kN/m$

$Po = 2 \times T1 / 3.0 \div 2 \times 96 / 3 = 64.0 \ kN/m$

$Pl = 2 \times Po \times (1 + i) = 2 \times 64.0 \times (1 + 0.2) = 153.6 \ kN/m$

$P = (Pv+Pl) \times L = (847.4 + 153.6) \times 30.0 = 30030.0 \ kN$

$S = P / 4 = 30030 / 4 = 7507.5 \ kN$

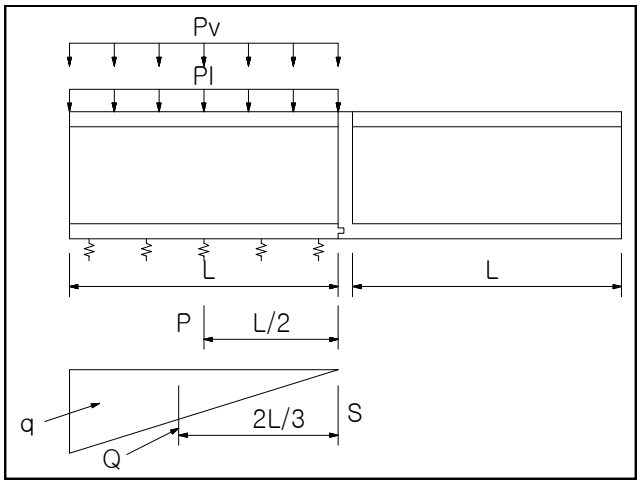
$(\therefore \ \tau a = 80 \ MPa)$

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 7507.5 x 1000 / 80 = 93,844 ㎟

☞ 사용철근량 As = D32- 164 EA = 794.2 x 164 = 130,249 ㎟

17-2. 본선

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

$Pv = B \times H \times \gamma t$

$= 17.2 \times 4 \times 19.0$

$= 1307.2 \ kN/m$

$Po = 2 \times T1 / 3.0 \div 2 \times 96 / 3 = 64.0 \ kN/m$

$Pl = 2 \times Po \times (1 + i) = 2 \times 64.0 \times (1 + 0.2) = 153.6 \ kN/m$

$P = (Pv+Pl) \times L = (1307.2 + 153.6) \times 30.0 = 43824.0 \ kN$

$S = P / 4 = 43824 / 4 = 10956.0 \ kN$

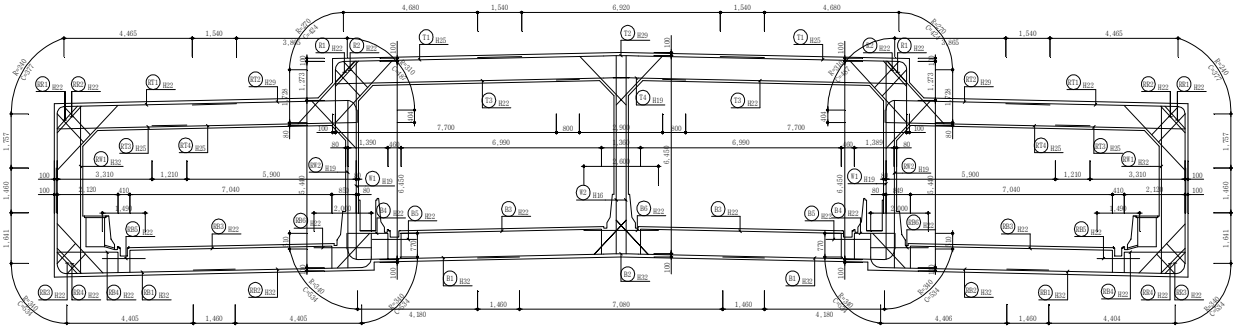
$(\therefore \ \tau a = 80 \ MPa)$

☞ 소요철근량 $Areq = S / \tau a = 10956.0 \times 1000 / 80 = 136,950 \ mm^2$

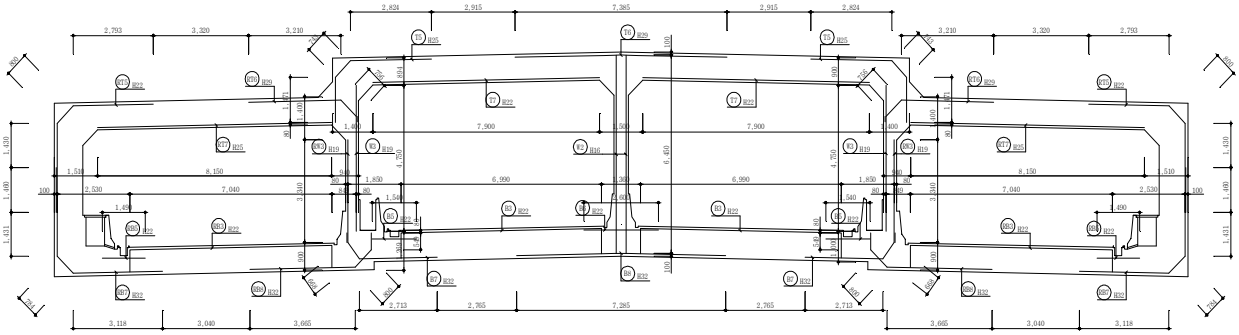
☞ 사용철근량 As = D32- 261 EA = 794.2 x 261 = 207,286 mm^2

18. 주철근조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)



1.13 B3(STA.0+580.0)

국회대로 지하차도

BOX3 개구부 보강 구조계산서

1. 설계조건

1.1 설계방법 : 강도설계법

1.2 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.3 설계하중

구 분		계수하중		사용하중	비 고
		모멘트 (kN.m)	축력 (kN)	축력 (kN)	
중첩B3	상부		483.680	333.690	구조물공(BOX) B3 0+579 구조계산서
	하부		1110.850	760.660	

1.4 재료의 특성 및 설계강도

가) 설계기준강도

- 콘크리트 압축강도

f_{ck} = 27 MPa

- 철근의 항복강도

f_y = 400 MPa

나) 탄성계수

- 콘크리트(일반콘크리트)

$E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 (MPa)

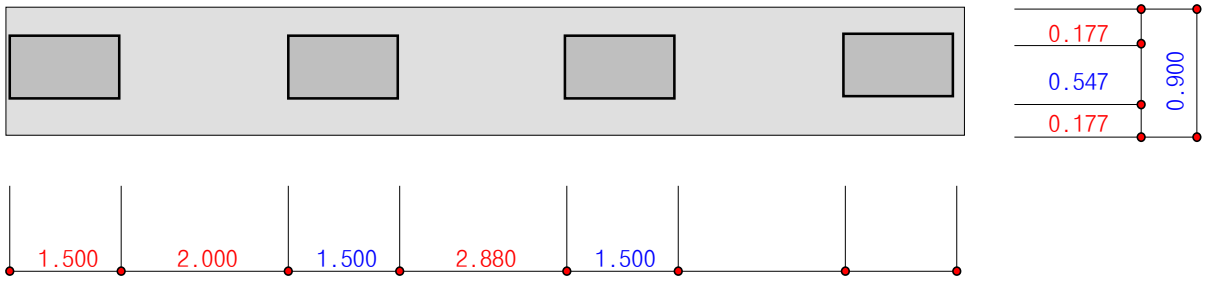
- 철근

$E_s =$ 200,000 (MPa)

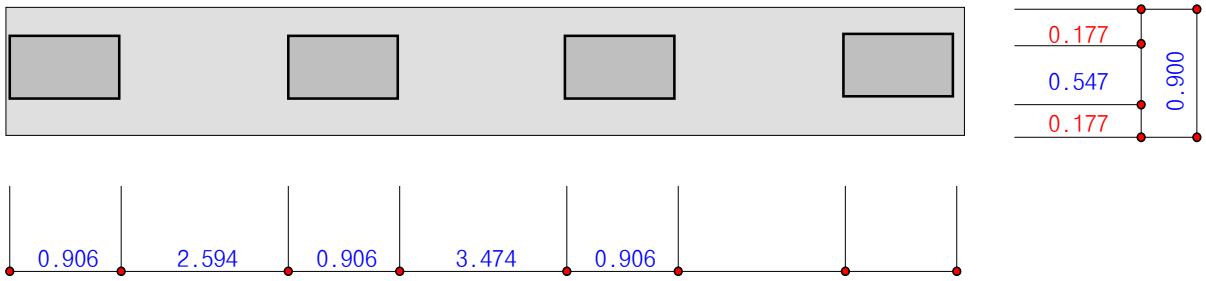
2. 개구부 보강 거더 (BOX 3) : 여의도방향 기준

2.1 상부 거더

1) 보의 지간 구성 **(2경간 연속)**

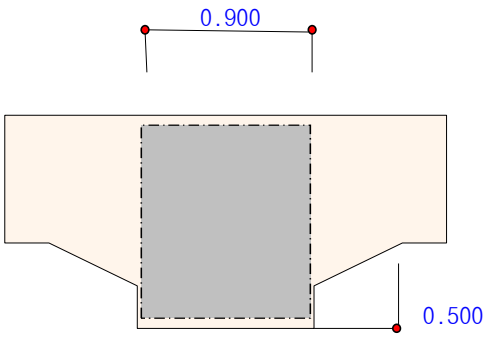


2) 보의 유효지간 산정



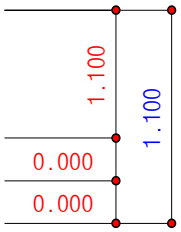
Ln (유효 순경간) : 3.474 m

L (기둥중심간격) : 3.940 m



※ 보 및 헌치자중 :

(0.900 × 0.000 + 0.000 × 0.500)
× 25.00 × 1.54 = 0.000 KN



구 분	계수하중	사용하중
외측기둥부 전단력	483.680 KN	333.690 KN
외측기둥부 전단력	0.000 KN	0.000 KN
보 및 헌치자중	0.000 KN	0.000 KN
합 계	483.680 KN	333.690 KN

3) 부재력 산정

부모멘트	Mu1	=	WL^2 / 9	=	483.680	×	3.474^2	/	9	=	648.667	KN.m
	M1	=		=	333.690	×	3.474^2	/	9	=	447.514	KN.m
정모멘트	Mu2	=	WL^2/ 14	=	483.680	×	3.474^2	/	14	=	417.000	KN.m
	M2	=		=	333.690	×	3.474^2	/	14	=	287.688	KN.m
전 단 력	Vu	=	1.15(WL)/2	-	0.15WL							
		=	1.15×483.680 x 3.474 / 2 - 0.15 x 483.680 x 3.474									
		=	714.167 KN									

4) DEEP BEAM 검토

D = 0.965 m L = 3.474 m

L/D = 3.474 / 0.97 = 3.600 < 4 ⇒ Deep Beam

5) 보의 단면 검토

◈ B3 상부거더(-M)

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
ρmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 649.000 KN·m 계수 전단력 Vu = 715.000 KN
단면의 두께 H = 1100.000 mm 단 면 폭 B = 560.000 mm
유 효 깊 이 D = 965.000 mm 피 복 두 께 Dc = 135.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

-. 휨강도 검토

사용철근량 As.use = H25 ×6.00 EA (Dc = 135.00 mm)
= 3040.200 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00563

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 94.622 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02301 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 948,585,900 N·mm
= 948.586 KN·m ≥ Mu = 649.000 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.462)

-. 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 63.664 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 2045.531 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 63.664 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

ρreq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00379 ⇒ 4/3 ρreq = 0.00505
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 2045.531 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : ρmin ≤ ρ ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Ln/D = 3474.00 / 965.00 = 3.600 ≤ 4.0 ∴ 깊은 보
콘크리트 전단강도 ØVc = Øv · 1/6 · λ √(fck) · B · D/1000 = 351.000 KN
위험단면까지의 거리 ds
ds = 0.15 · Ln = 0.15 ×3.474 = 0.521 m
위험단면에서의 전단력 Vu'
Vu' = Vu - Wd · ds = 715.000 - 484.000 ×0.521 = 462.788 KN

Øv · Vn_max = 0.75×5/6 ×λ √(fck) × B ×D /1000 = 1755.000 KN
Vu' = 462.788 KN ≤ Øv*Vn_max = 1755.000 KN ... ∴ O.K.

Vu' ≤ Øv · Vc + Øv · [Av/Sv · ((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11-Ln/D)/12)] · fy · D

수직전단철근 Av = H16 No of Legs(다리개수) = 2.000 EA
간 격 Sv = 150.00 mm ≤ Sv_max = min(D/5,30cm) = 193.00 mm .. O.K
철근량 Av = 단면적×개수 = 397.200 ㎟ ≥ Av_min = 0.0025 · Bw · Sv = 210.000 ㎟ .. O.K
수평전단철근 Avh = H13 No of Legs(다리개수) = 2.000 EA
간 격 Svh = 150.00 mm ≤ Svh_max = min(D/5,30cm) = 193.00 mm .. O.K
철근량 Avh = 단면적×개수 = 253.400 ㎟ ≥ Avh_min= 0.0015 · Bw · Sv = 126.000 ㎟ .. O.K

Øv · Vc + Øv · [Av/Sv · ((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11-Ln/D)/12)] · fy · D
= 351.000 + 0.75×[0.383×Av/Sv + 0.617×Avh/Svh]×fy ×D
= 946.450 KN ≥ Vu' = 462.788 KN ... ∴ O.K (S.F = 2.045)

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 448.000 KN · m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B · D) = 0.00563
k = -nρ + √((nρ)² + 2nρ) = 0.244 (j = 0.919)
x = k · d = 235.473 mm
fc = 2 · Mo / (B · x · (D - x/3)) = 7.665 MPa
fs = Mo / (As · (D - x/3)) = 166.224 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 166.224 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 167.51 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 122.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 93.33 mm ≤ 167.51 mm ..... ∴ O.K

◈ B3 상부거더(+M)

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa　　fy = 400.0 MPa　　λ = 1.00
β1 = 0.850　　Øf = 0.85　　Øv = 0.75
ρmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 417.000 KN·m　　계수 전단력 Vu = 0.000 KN
단면의 두께 H = 1200.000 mm　　단 면 폭 B = 560.000 mm
유 효 깊 이 D = 1100.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

-. 휨강도 검토

사용철근량 As.use = H19 ×6.00 EA (Dc = 100.00 mm)
= 1719.000 ㎟　　∴ P = As/(B·D) = 0.00279

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 53.501 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04943 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 627,271,300 N·mm
= 627.271 KN·m ≥ Mu = 417.000 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.504)

-. 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 35.267 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 1133.138 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 35.267 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

ρreq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00184 ⇒ 4/3 ρreq = 0.00245
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 1133.138 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

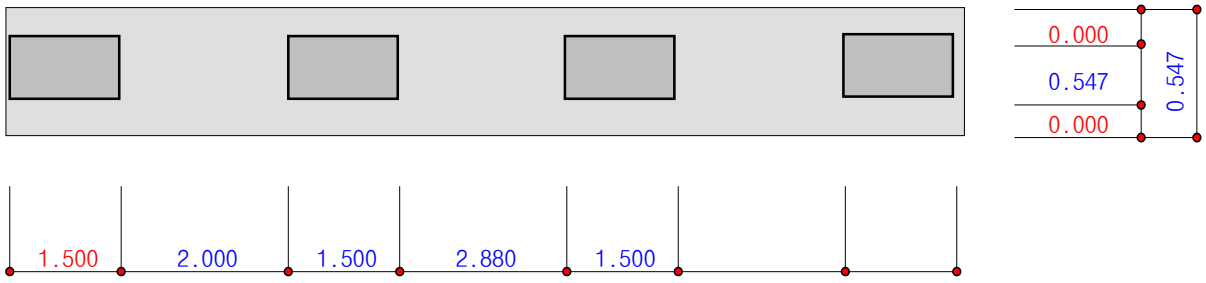
철근비검토 : 4/3 ρreq ≤ ρ ≤ ρmin ..... ∴ O.K

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

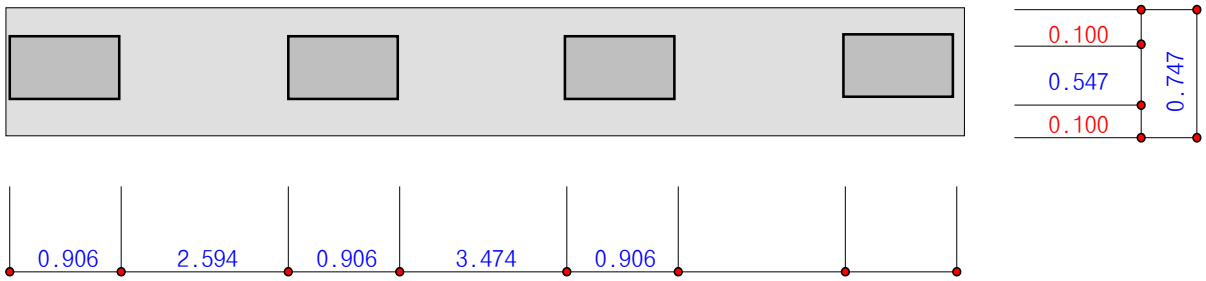
Mo = 288.000 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00279
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.179 (j = 0.940)
x = k·d = 196.994 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.048 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 161.978 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 161.978 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 259.93 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 90.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 93.33 mm ≤ 259.93 mm ..... ∴ O.K

2.2 하부 거더

1) 보의 지간 구성 **(2경간 연속)**

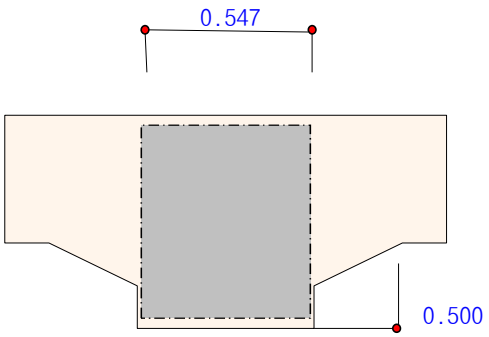


2) 보의 유효지간 산정



Ln (유효 순경간) : 3.474 m

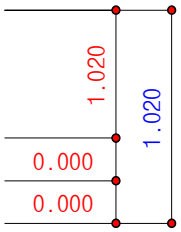
L (기둥중심간격) : 3.940 m



※ 보 및 헌치자중 :

(0.547 × 0.000 + 0.000 × 0.500)

× 25.00 × 1.54 = 0.000 KN



구 분	계수하중	사용하중
외측기둥부 전단력	1110.850 KN	760.660 KN
외측기둥부 전단력	0.000 KN	0.000 KN
보 및 헌치자중	0.000 KN	0.000 KN
합 계	1110.850 KN	760.660 KN

3) 부재력 산정

부모멘트	Mu1	=	WL^2 / 9	=	1110.850	×	3.474^2	/	9	=	1489.769 KN.m
	M1	=		=	760.660	×	3.474^2	/	9	=	1020.127 KN.m
정모멘트	Mu2	=	WL^2/ 14	=	1110.850	×	3.474^2	/	14	=	957.709 KN.m
	M2	=		=	760.660	×	3.474^2	/	14	=	655.796 KN.m

전 단 력 Vu = 1.15(WL)/2 - 0.15WL

= 1.15×1110.850 x 3.474 / 2 - 0.15 x 1110.850 x 3.474

= 1640.202 KN

4) DEEP BEAM 검토

D = 1.350 m L = 3.474 m

L/D = 3.474 / 1.35 = 2.573 < 4 ⇒ Deep Beam

5) 보의 단면 검토

◈ B3 하부거더(-M)

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
ρmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 1490.000 KN·m 계수 전단력 Vu = 1641.000 KN
단면의 두께 H = 1350.000 mm 단 면 폭 B = 700.000 mm
유 효 깊 이 D = 1215.000 mm 피 복 두 께 Dc = 135.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

-. 휨강도 검토

사용철근량 As.use = H29 ×8.00 EA (Dc = 135.00 mm)
= 5139.200 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00604

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 127.960 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02121 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 2,011,209,000 N·mm
= 2011.209 KN·m ≥ Mu = 1490.000 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.350)

-. 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 93.397 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 3751.046 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 93.397 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

ρreq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00441 ⇒ 4/3 ρreq = 0.00588
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 3751.045 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : ρmin ≤ ρ ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Ln/D = 3474.00 / 1215.00 = 2.859 ≤ 4.0 ∴ 깊은 보
콘크리트 전단강도 ØVc = Øv · 1/6 · λ √(fck) · B · D/1000 = 552.416 KN
위험단면까지의 거리 ds
ds = 0.15 · Ln = 0.15 ×3.474 = 0.521 m
위험단면에서의 전단력 Vu'
Vu' = Vu - Wd · ds = 1641.000 - 1111.000 ×0.521 = 1062.058 KN

Øv · Vn_max = 0.75×5/6 ×λ √(fck) × B ×D /1000 = 2762.080 KN
Vu' = 1062.058 KN ≤ Øv*Vn_max = 2762.080 KN ... ∴ O.K.

Vu' ≤ Øv · Vc + Øv · [Av/Sv · ((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11-Ln/D)/12)] · fy · D

수직전단철근 Av = H19 No of Legs(다리개수) = 2.000 EA
간 격 Sv = 150.00 mm ≤ Sv_max = min(D/5,30cm) = 243.00 mm .. O.K
철근량 Av = 단면적×개수 = 573.000 ㎟ ≥ Av_min = 0.0025 · Bw · Sv = 262.500 ㎟ .. O.K
수평전단철근 Avh = H16 No of Legs(다리개수) = 2.000 EA
간 격 Svh = 150.00 mm ≤ Svh_max = min(D/5,30cm) = 243.00 mm .. O.K
철근량 Avh = 단면적×개수 = 397.200 ㎟ ≥ Avh_min= 0.0015 · Bw · Sv = 157.500 ㎟ .. O.K

Øv · Vc + Øv · [Av/Sv · ((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11-Ln/D)/12)] · fy · D
= 552.416 + 0.75×[0.322×Av/Sv + 0.678×Avh/Svh]×fy ×D
= 1655.000 KN ≥ Vu' = 1062.058 KN ... ∴ O.K (S.F = 1.558)

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 1021.000 KN · m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B · D) = 0.00604
k = -nρ + √((nρ)² + 2nρ) = 0.252 (j = 0.916)
x = k · d = 305.713 mm
fc = 2 · Mo / (B · x · (D - x/3)) = 8.573 MPa
fs = Mo / (As · (D - x/3)) = 178.483 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 178.483 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 139.97 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 120.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 87.50 mm ≤ 139.97 mm ..... ∴ O.K

◈ B3 하부거더(+M)

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
ρmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 958.000 KN·m 계수 전단력 Vu = 0.000 KN
단면의 두께 H = 1450.000 mm 단 면 폭 B = 700.000 mm
유 효 깊 이 D = 1350.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

-. 휨강도 검토

사용철근량 As.use = H22 ×8.00 EA (Dc = 100.00 mm)
= 3096.800 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00328

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 77.107 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04165 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 1,380,838,000 N·mm
= 1380.838 KN·m ≥ Mu = 958.000 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.441)

-. 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 53.008 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 2128.943 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 53.008 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

ρreq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00225 ⇒ 4/3 ρreq = 0.00300
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 2128.943 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : 4/3 ρreq ≤ ρ ≤ ρmin ..... ∴ O.K

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 656.000 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00328
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.192 (j = 0.936)
x = k·d = 259.846 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.709 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 167.670 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 167.670 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 247.17 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 89.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 87.50 mm ≤ 247.17 mm ..... ∴ O.K

3. 보강 기둥

3.1 기둥 부재력

1) 내측 기둥

b= 0.547 m , h= 1.500 m , lu = 5.000 m , C.T.C = 3.940 m

① 축력 최대시

P =	1931.970	x	3.940	=	7611.962 KN
M =	597.250	x	3.940	=	2353.165 KN.m
V =	633.800	x	3.940	=	2497.172 KN.m

② 모멘트 최대시

P =	1931.970	x	3.940	=	7611.962 KN
M =	597.250	x	3.940	=	2353.165 KN.m
V =	633.800	x	3.940	=	2497.172 KN.m

③ 모멘트 최대시 (지진시)

P =	1518.110	x	3.940		=	5981.353 KN	
M =	700.620	x	3.940	/ 5	=	552.089 KN.m	(다주가구로서 R=5 적용)
V =	726.390	x	3.940		=	2861.977 KN.m	

2) 외측 기둥

b= 0.547 m , h= 1.500 m , lu = 5.000 m , C.T.C = 2.190 m

① 축력 최대시

P =	1931.970	x	2.190	=	4231.014 KN
M =	597.250	x	2.190	=	1307.978 KN.m
V =	633.800	x	2.190	=	1388.022 KN.m

② 모멘트 최대시

P =	1931.970	x	2.190	=	4231.014 KN
M =	597.250	x	2.190	=	1307.978 KN.m
V =	633.800	x	2.190	=	1388.022 KN.m

③ 모멘트 최대시 (지진시)

P =	1518.110	x	2.190		=	3324.661 KN	
M =	700.620	x	2.190	/ 5	=	306.872 KN.m	(다주가구로서 R=5 적용)
V =	726.390	x	2.190		=	1590.794 KN.m	

3.2 기둥 검토

1) 내측 기둥

【 기둥 : 내측기둥 】 : LC 1, X 방향

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, e = 309.25 mm

B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)
1500.0	547.0	450.0	80.0	7612.000	2354.000

㉯ 압축부재의 장주효과

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 5.000 / 0.158

= 31.665 ≤ 40.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=-2024.000 , M2=2354.000)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= -0.860) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 5.000 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 820500.00 mm² , Ast = 47652.00 mm² , Puse = 0.05808

- 1단 : H32 - 30EA (As=23826.000 mm²), d1 = 80.000 mm
- 2단 : H32 - 30EA (As=23826.000 mm²), d2 = 114.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0581) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 270.00 mm, ab = k1 x cb = 229.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 229.500 x 1500.000 = 7900.538 kN

∑Csi = 7552.857 kN, ∑Tsi = 8309.685 kN

Pb = 7900.538 + 7552.857 - 8309.685 = 7143.709 kN

Mb = Cc x 158.750 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3981.230 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 557.306 mm, e = Mu/Pu = 309.249 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 313.17 mm, a = k1 x c = 266.19 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 266.2 x 1500.0 = 9163.758 kN

∑Csi = 8122.316 kN, ∑Tsi = 5529.828 kN

Pn = 9163.758 + 8122.316 - 5529.828 = 11756.246 kN

Mn = Cc x 140.403 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3635.584 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=309.247)| = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 547.00 - 80.00 = 467.000 mm

c = 313.170 mm, a = k1 x c = 266.195 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (467.00-313.17) / 313.17 = 0.00147

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

㈑ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29438.129 kN ≥ Pn = 11756.246 kN

ΦPn = 0.65 x 11756.246 = 7641.560 kN ≥ Pu = 7612.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.309 = 2363.141 kN.m ≥ Mu = 2354.000 kN.m ∴ O.K

【 기둥 : 내측기둥 】 : LC 2, X 방향

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, e = 309.25 mm

B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)
1500.0	547.0	450.0	80.0	7612.000	2354.000

㉯ 압축부재의 장주효과

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 5.000 / 0.158

= 31.665 ≤ 40.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=-2264.000 , M2=2354.000)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= -0.962) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 5.000 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 820500.00 mm² , Ast = 47652.00 mm² , Puse = 0.05808

- 1단 : H32 - 30EA (As=23826.000 mm²), d1 = 80.000 mm

- 2단 : H32 - 30EA (As=23826.000 mm²), d2 = 114.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0581) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 270.00 mm, ab = k1 x cb = 229.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 229.500 x 1500.000 = 7900.538 kN

∑Csi = 7552.857 kN, ∑Tsi = 8309.685 kN

Pb = 7900.538 + 7552.857 - 8309.685 = 7143.709 kN

Mb = Cc x 158.750 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3981.230 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 557.306 mm, e = Mu/Pu = 309.249 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 313.17 mm, a = k1 x c = 266.19 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 266.2 x 1500.0 = 9163.758 kN

∑Csi = 8122.316 kN, ∑Tsi = 5529.828 kN

Pn = 9163.758 + 8122.316 - 5529.828 = 11756.246 kN

Mn = Cc x 140.403 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3635.584 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=309.247)| = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 547.00 - 80.00 = 467.000 mm

c = 313.170 mm, a = k1 x c = 266.195 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (467.00-313.17) / 313.17 = 0.00147

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

㈑ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29438.129 kN ≥ Pn = 11756.246 kN

ΦPn = 0.65 x 11756.246 = 7641.560 kN ≥ Pu = 7612.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.309 = 2363.141 kN.m ≥ Mu = 2354.000 kN.m ∴ O.K

【 기둥 : 내측기둥 】 : LC 3, X 방향

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, e = 92.44 mm

B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)
1500.0	547.0	450.0	80.0	5982.000	553.000

㉯ 압축부재의 장주효과

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 5.000 / 0.158

= 31.665 ≤ 40.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=-506.000 , M2=553.000)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= -0.915) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 5.000 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 820500.00 mm² , Ast = 47652.00 mm² , Puse = 0.05808

- 1단 : H32 - 30EA (As=23826.000 mm²), d1 = 80.000 mm

- 2단 : H32 - 30EA (As=23826.000 mm²), d2 = 114.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0581) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 270.00 mm, ab = k1 x cb = 229.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 229.500 x 1500.000 = 7900.538 kN

∑Csi = 7552.857 kN, ∑Tsi = 8309.685 kN

Pb = 7900.538 + 7552.857 - 8309.685 = 7143.709 kN

Mb = Cc x 158.750 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3981.230 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 557.306 mm, e = Mu/Pu = 92.444 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 481.54 mm, a = k1 x c = 409.31 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 409.3 x 1500.0 = 14090.594 kN

∑Csi = 10098.555 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 14090.594 + 10098.555 - 0.000 = 24189.149 kN

Mn = Cc x 68.844 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2236.082 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=92.442) | = 0.0025 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈅ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 547.00 - 80.00 = 467.000 mm

c = 481.544 mm, a = k1 x c = 409.313 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (467.00-481.54) / 481.54 = -0.00009

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

㈆ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29438.129 kN ≥ Pn = 24189.149 kN

ΦPn = 0.65 x 24189.149 = 15722.947 kN ≥ Pu = 5982.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.092 = 1453.492 kN.m ≥ Mu = 553.000 kN.m ∴ O.K

2) 외측 기둥

【 기둥 : 외측기둥 】 : LC 1, X 방향

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, e = 309.07 mm

B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)
1500.0	547.0	467.0	80.0	4232.000	1308.000

㉯ 압축부재의 장주효과

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 5.000 / 0.158

= 31.665 ≤ 40.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=-1125.000 , M2=1308.000)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= -0.860) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 5.000 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 820500.00 mm² , Ast = 11613.00 mm² , Puse = 0.01415

- 1단 : H22 - 30EA (As=11613.000 mm²), d1 = 80.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0142) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 280.20 mm, ab = k1 x cb = 238.17 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 238.170 x 1500.000 = 8199.002 kN

∑Csi = 1997.697 kN, ∑Tsi = 2108.742 kN

Pb = 8199.002 + 1997.697 - 2108.742 = 8087.958 kN

Mb = Cc x 154.415 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2035.349 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 251.652 mm, e = Mu/Pu = 309.074 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 226.74 mm, a = k1 x c = 192.73 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 192.7 x 1500.0 = 6634.833 kN

∑Csi = 1874.945 kN, ∑Tsi = 2240.843 kN

Pn = 6634.833 + 1874.945 - 2240.843 = 6268.935 kN

Mn = Cc x 177.134 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1937.565 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=309.074) | = 0.0003 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 547.00 - 80.00 = 467.000 mm

c = 226.745 mm, a = k1 x c = 192.733 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (467.00-226.74) / 226.74 = 0.00318

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.73 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0032-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.729

㈑ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18567.325 kN ≥ Pn = 6268.935 kN

ΦPn = 0.73 x 6268.935 = 4567.444 kN ≥ Pu = 4232.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.309 = 1411.677 kN.m ≥ Mu = 1308.000 kN.m ∴ O.K

【 기둥 : 외측기둥 】 : LC 2, X 방향

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, e = 309.07 mm

B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)
1500.0	547.0	467.0	80.0	4232.000	1308.000

㉯ 압축부재의 장주효과

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 5.000 / 0.158

= 31.665 ≤ 40.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=-1259.000 , M2=1308.000)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= -0.963) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 5.000 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 820500.00 mm² , Ast = 11613.00 mm² , Puse = 0.01415

- 1단 : H22 - 30EA (As=11613.000 mm²), d1 = 80.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0142) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 280.20 mm, ab = k1 x cb = 238.17 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 238.170 x 1500.000 = 8199.002 kN

∑Csi = 1997.697 kN, ∑Tsi = 2108.742 kN

Pb = 8199.002 + 1997.697 - 2108.742 = 8087.958 kN

Mb = Cc x 154.415 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2035.349 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 251.652 mm, e = Mu/Pu = 309.074 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 226.74 mm, a = k1 x c = 192.73 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 192.7 x 1500.0 = 6634.833 kN

∑Csi = 1874.945 kN, ∑Tsi = 2240.843 kN

Pn = 6634.833 + 1874.945 - 2240.843 = 6268.935 kN

Mn = Cc x 177.134 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1937.565 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=309.074)| = 0.0003 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 547.00 - 80.00 = 467.000 mm

c = 226.745 mm, a = k1 x c = 192.733 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (467.00-226.74) / 226.74 = 0.00318

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.73 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0032-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.729

㈑ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18567.325 kN ≥ Pn = 6268.935 kN

ΦPn = 0.73 x 6268.935 = 4567.444 kN ≥ Pu = 4232.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.309 = 1411.677 kN.m ≥ Mu = 1308.000 kN.m ∴ O.K

【 기둥 : 외측기둥 】 : LC 3, X 방향

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, e = 92.33 mm

B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)
1500.0	547.0	467.0	80.0	3325.000	307.000

㉯ 압축부재의 장주효과

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.00

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.000 × 5.000 / 0.158

= 31.665 ≤ 40.000 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=-282.000 , M2=307.000)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= -0.919) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 5.000 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 820500.00 mm² , Ast = 11613.00 mm² , Puse = 0.01415

- 1단 : H22 - 30EA (As=11613.000 mm²), d1 = 80.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0142) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 280.20 mm, ab = k1 x cb = 238.17 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 238.170 x 1500.000 = 8199.002 kN

∑Csi = 1997.697 kN, ∑Tsi = 2108.742 kN

Pb = 8199.002 + 1997.697 - 2108.742 = 8087.958 kN

Mb = Cc x 154.415 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2035.349 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 251.652 mm, e = Mu/Pu = 92.331 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 458.66 mm, a = k1 x c = 389.86 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 389.9 x 1500.0 = 13420.837 kN

∑Csi = 2236.939 kN, ∑Tsi = 54.932 kN

Pn = 13420.837 + 2236.939 - 54.932 = 15602.844 kN

Mn = Cc x 78.571 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1440.702 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=92.336)| = 0.0050 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 547.00 - 80.00 = 467.000 mm

c = 458.656 mm, a = k1 x c = 389.857 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (467.00-458.66) / 458.66 = 0.00005

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

㈑ 축방향력 및 휨에 대한 검토

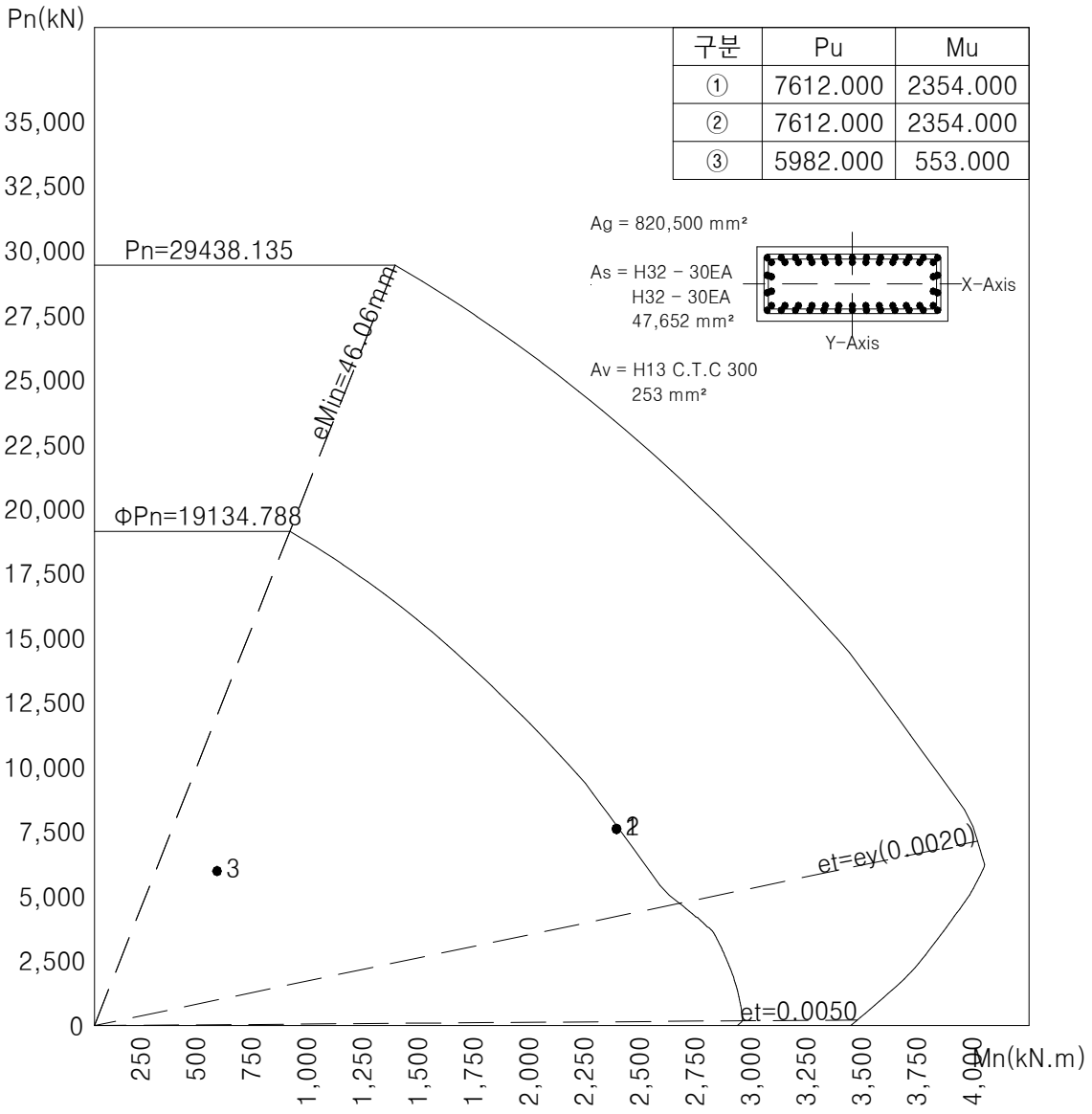
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18567.325 kN ≥ Pn = 15602.844 kN

ΦPn = 0.65 x 15602.844 = 10141.849 kN ≥ Pu = 3325.000 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.092 = 936.405 kN.m ≥ Mu = 307.000 kN.m ∴ O.K

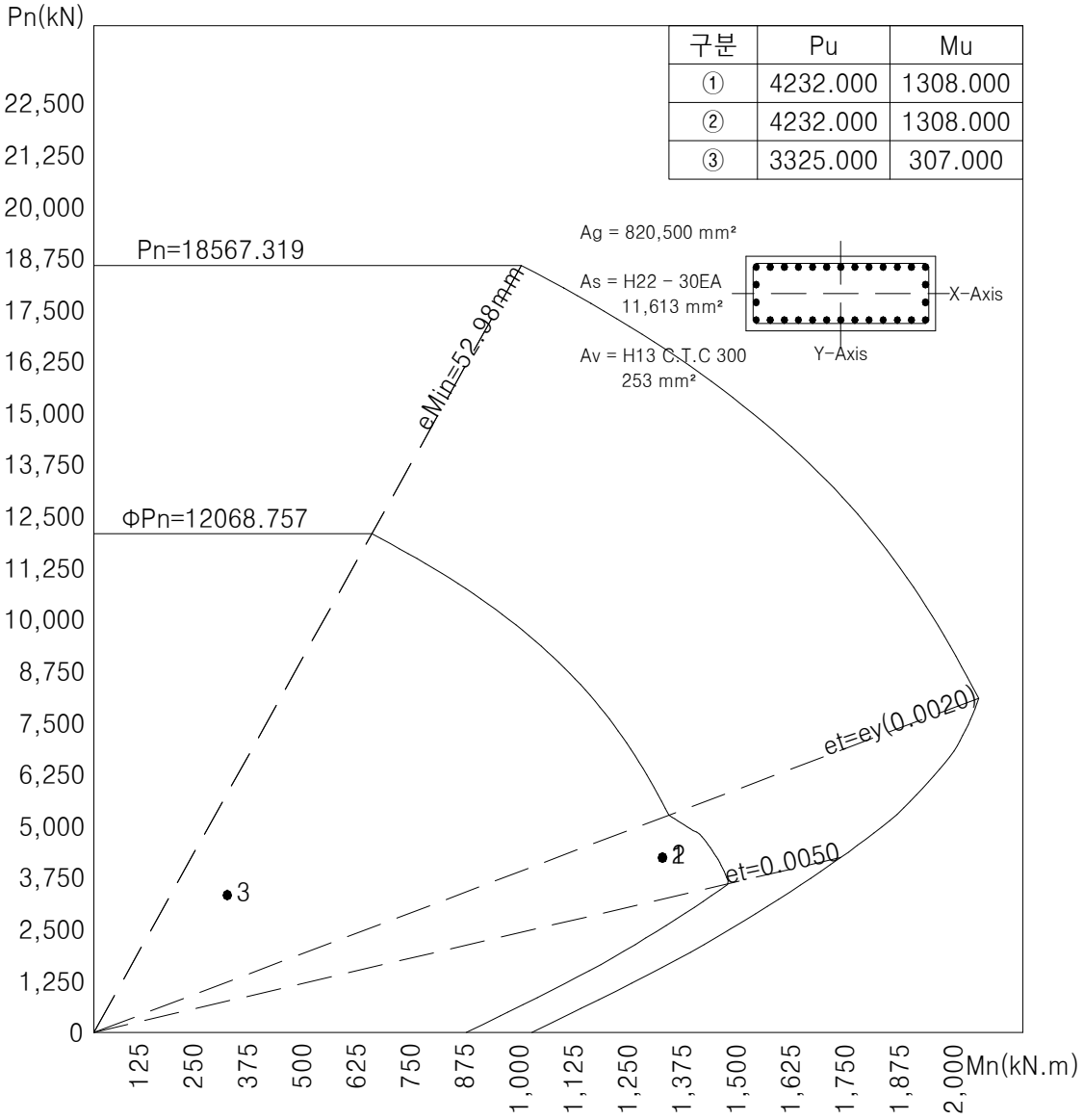
3.3 P-M 상관분석

1) 내측 기둥



구분	Pu	Mu
①	7612.000	2354.000
②	7612.000	2354.000
③	5982.000	553.000

2) 외측 기둥


Pn(kN)
22,500
21,250
20,000
18,750
17,500
16,250
15,000
13,750
12,500
11,250
10,000
8,750
7,500
6,250
5,000
3,750
2,500
1,250
0
Pn=18567.319
ΦPn=12068.757
eMin=52.98mm
et=ey(0.0020)
et=0.0050
Ag = 820,500 mm²
As = H22 - 30EA
11,613 mm²
Av = H13 C.T.C 300
253 mm²
X-Axis
Y-Axis
구분 Pu Mu
① 4232.000 1308.000
② 4232.000 1308.000
③ 3325.000 307.000
1
2
3
125
250
375
500
625
750
875
1,000
1,125
1,250
1,375
1,500
1,625
1,750
1,875
2,000
Mn(kN.m)

국회대로 지하차도

STA.0+579.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

$D / B_o \geq 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
$D / B_o < 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 1 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8{,}500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간슬래브	외측벽체	기둥	거더
상면(벽체외측)	100	80	80	100	90	135
하면(벽체내측)	80	100	80	80	90	90

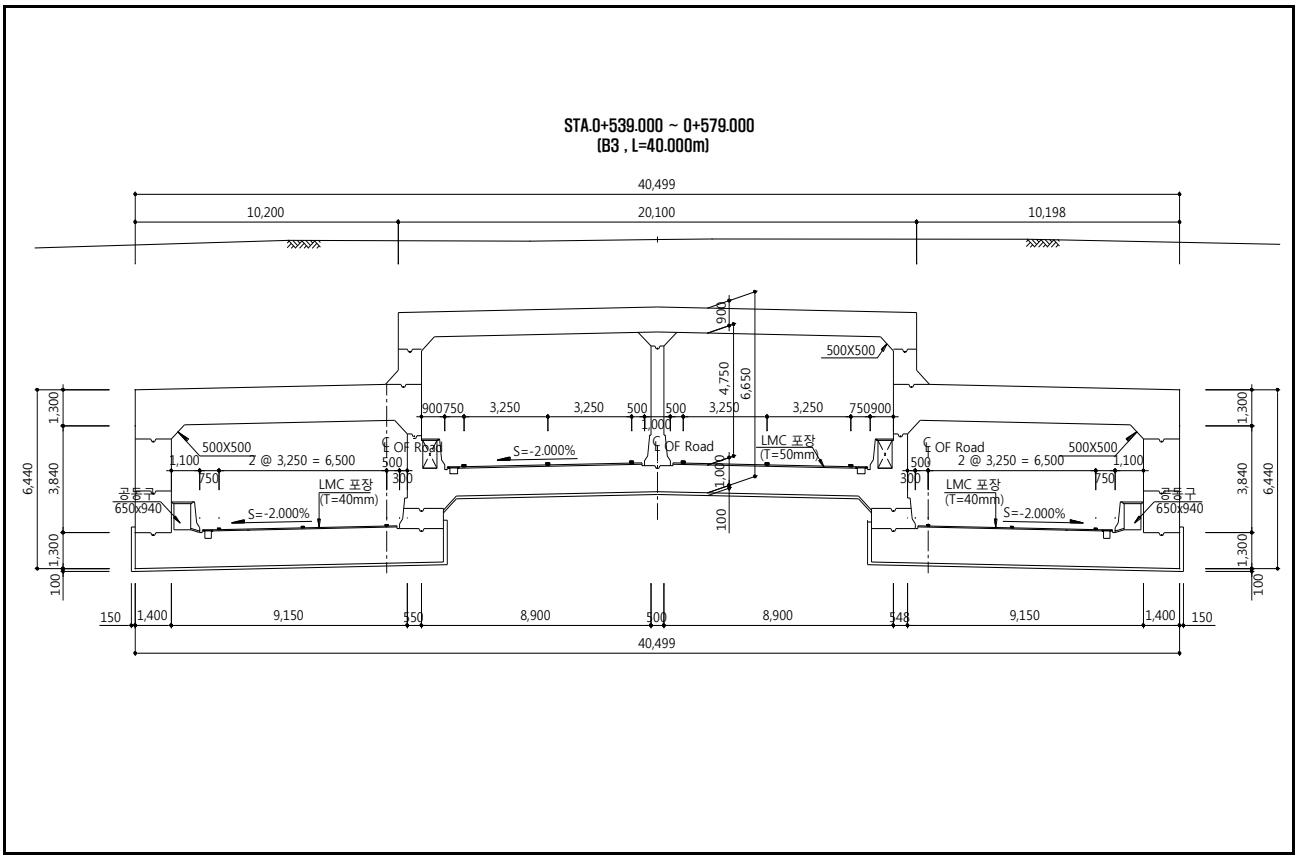
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

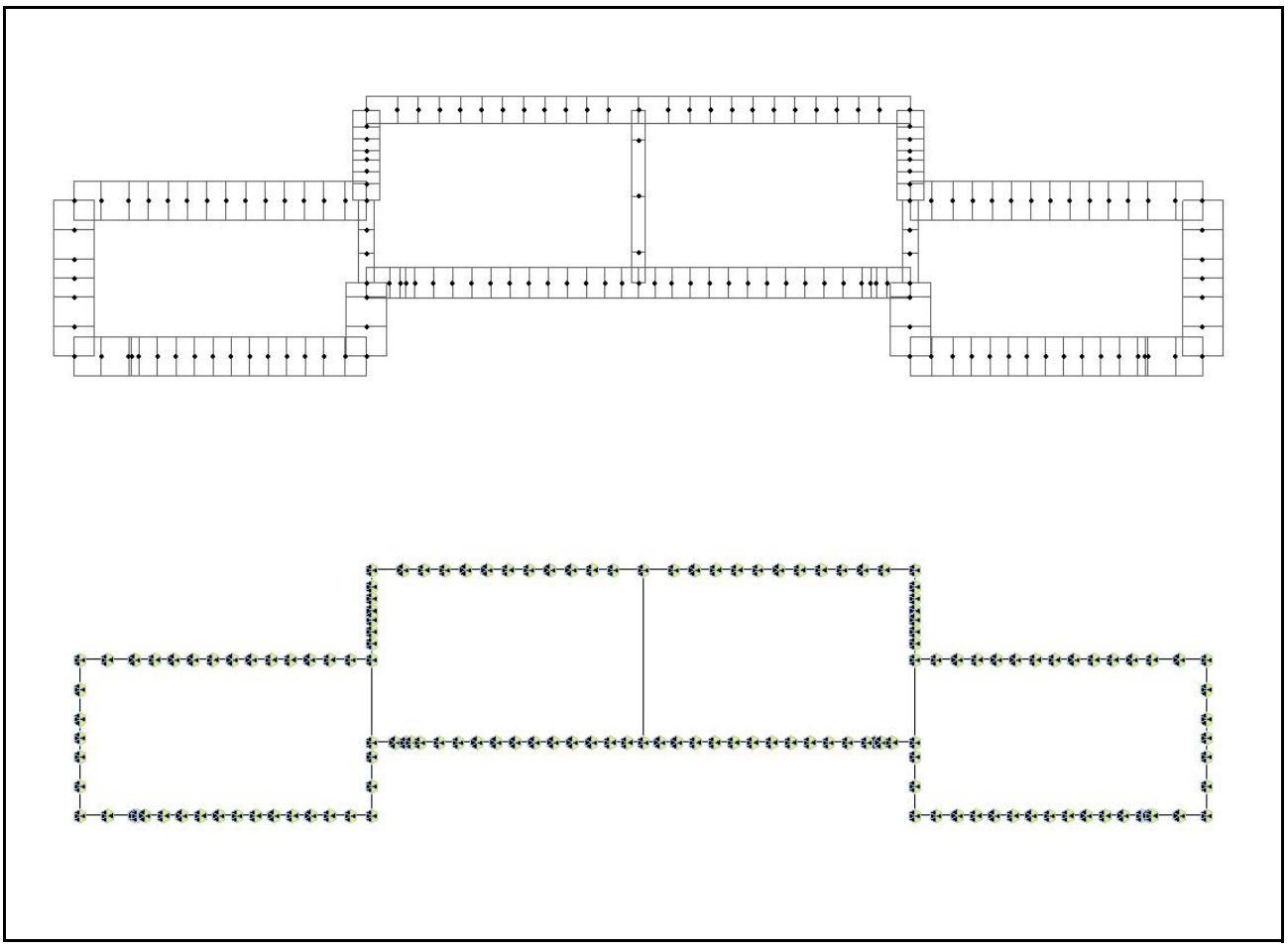
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	1.400	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	9.100	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	18.000	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	1.500	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	0.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 16.600 m = 40.500 m = 8.120 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo} (B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho} (B_H/0.3)^{-3/4}$

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,523	23,119	4,508	7,706	107,168	5,282	9,031	1,761	3,010
퇴적층(자갈층)	987,663	48,682	83,231	16,227	27,744	385,806	19,016	32,512	6,339	10,837
풍화토	2,201,831	108,529	185,549	36,176	61,850	860,090	42,394	72,480	14,131	24,160
풍화암	5,043,990	248,619	425,058	82,873	141,686	1,970,308	97,117	166,038	32,372	55,346
연 암	18,933,228	933,221	1,595,507	311,074	531,836	7,395,792	364,539	623,245	121,513	207,748
보통암	15,536,147	765,779	1,309,234	255,260	436,411	6,068,807	299,132	511,419	99,711	170,473
경 암	59,590,479	2,937,222	5,021,700	979,074	1,673,900	23,277,531	1,147,352	1,961,602	382,451	653,867

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	10,288	23,119	3,429	7,706	107,168	4,019	9,031	1,340	3,010
퇴적층(자갈층)	987,663	37,038	83,231	12,346	27,744	385,806	14,468	32,512	4,823	10,837
풍화토	2,201,831	82,571	185,549	27,524	61,850	860,090	32,254	72,480	10,751	24,160
풍화암	5,043,990	189,155	425,058	63,052	141,686	1,970,308	73,888	166,038	24,629	55,346
연 암	18,933,228	710,014	1,595,507	236,671	531,836	7,395,792	277,349	623,245	92,450	207,748
보통암	15,536,147	582,621	1,309,234	194,207	436,411	6,068,807	227,586	511,419	75,862	170,473
경 암	59,590,479	2,234,701	5,021,700	744,900	1,673,900	23,277,531	872,930	1,961,602	290,977	653,867

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **퇴적층(자갈층)**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.700	0.950	30,557	10,186	87 116
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.950	0.950	35,186	11,729	88 115
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.950	0.675	30,094	10,031	89 114
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.675	0.675	25,001	8,334	90 TO 98 105 TO 113
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.675	0.738	26,158	8,719	99 104
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.738	0.738	27,316	9,105	100 103
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.738	0.450	21,991	7,330	101 102
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.450	1.075	37,120	12,373	131 155
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	1.075	0.730	43,936	14,645	132 154
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.730	0.730	35,538	11,846	133 TO 141 145 TO 153
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.730	1.050	43,327	14,442	142 144
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	1.050	1.050	51,116	17,039	143

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
풍화토	82,571	27,524	0.700	0.950	68,121	22,707	1 34
풍화토	82,571	27,524	0.950	0.950	78,442	26,147	2 33
풍화토	82,571	27,524	0.950	0.100	43,350	14,450	3 32
풍화토	82,571	27,524	0.100	0.250	14,450	4,817	4 31
풍화토	82,571	27,524	0.250	0.640	36,744	12,248	5 30
풍화토	82,571	27,524	0.640	0.640	52,845	17,615	6to14 21to29
풍화토	82,571	27,524	0.640	0.738	56,871	18,957	15 20
풍화토	82,571	27,524	0.738	0.738	60,896	20,299	16 19
풍화토	82,571	27,524	0.738	0.700	59,348	19,783	17 18
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.800	0.375	28,601	9,534	44 74
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.375	0.200	13,996	4,665	45 73
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.200	0.300	12,171	4,057	46 72
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.300	0.660	23,367	7,789	47 71

퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.660	0.660	32,130	10,710	48to56 62to70
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.660	0.575	30,061	10,020	57 61
퇴적층(자갈층)	48,682	16,227	0.640	0.738	33,530	11,177	58to60

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.450	0.550	41,615	13,872	131
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.550	0.400	39,534	13,178	129
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.400	33,292	11,097	126
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.280	28,298	9,433	124
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.280	0.400	28,298	9,433	122
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.400	33,292	11,097	120
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.550	39,534	13,178	117
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.550	0.650	49,938	16,646	101
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.650	0.975	67,625	22,542	87
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.975	81,150	27,050	85
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.620	66,376	22,125	78
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.620	0.620	51,603	17,201	76
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.620	0.975	66,376	22,125	41
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.975	81,150	27,050	35
풍화토	185,549	61,850	0.975	0.650	150,758	50,253	1
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.500	0.470	40,367	13,456	43
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.470	0.975	60,134	20,045	39
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.975	81,150	27,050	37
풍화토	185,549	61,850	0.975	0.650	150,758	50,253	17

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.450	0.550	41,615	13,872	155
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.550	0.400	39,534	13,178	130
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.400	33,292	11,097	127
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.280	28,298	9,433	125
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.280	0.400	28,298	9,433	123
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.400	33,292	11,097	121
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.400	0.550	39,534	13,178	118
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.550	0.650	49,938	16,646	102
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.650	0.975	67,625	22,542	116
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.975	81,150	27,050	86
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.620	66,376	22,125	79
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.620	0.620	51,603	17,201	77
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.620	0.975	66,376	22,125	42
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.975	81,150	27,050	36
풍화토	185,549	61,850	0.975	0.650	150,758	50,253	34
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.500	0.470	40,367	13,456	75
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.470	0.975	60,134	20,045	40
퇴적층(자갈층)	83,231	27,744	0.975	0.975	81,150	27,050	38

풍화토	185,549	61,850	0.975	0.650	150,758	50,253	18

*** 붕괴방지수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **매립층** , **퇴적층(자갈층)**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.700	0.950	11,936	3,979	87 116
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.950	0.950	13,745	4,582	88 115
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.950	0.675	11,755	3,918	89 114
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.675	0.675	9,766	3,255	90 TO 98 105 TO 113
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.675	0.738	10,218	3,406	99 104
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.738	0.738	10,670	3,557	100 103
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.738	0.450	8,590	2,863	101 102
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.450	1.075	14,500	4,833	131 155
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	1.075	0.730	17,162	5,721	132 154
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.730	0.730	13,882	4,627	133 TO 141 145 TO 153
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.730	1.050	16,925	5,642	142 144
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	1.050	1.050	19,967	6,656	143

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
풍화토	32,254	10,751	0.700	0.950	26,610	8,870	1 34
풍화토	32,254	10,751	0.950	0.950	30,642	10,214	2 33
풍화토	32,254	10,751	0.950	0.100	16,933	5,644	3 32
풍화토	32,254	10,751	0.100	0.250	5,644	1,881	4 31
풍화토	32,254	10,751	0.250	0.640	14,353	4,784	5 30
풍화토	32,254	10,751	0.640	0.640	20,643	6,881	6to14 21to29
풍화토	32,254	10,751	0.640	0.738	22,215	7,405	15 20
풍화토	32,254	10,751	0.738	0.738	23,787	7,929	16 19
풍화토	32,254	10,751	0.738	0.700	23,183	7,728	17 18
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.800	0.375	11,172	3,724	44 74
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.375	0.200	5,467	1,822	45 73
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.200	0.300	4,754	1,585	46 72
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.300	0.660	9,128	3,043	47 71
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.660	0.660	12,551	4,184	48to56 62to70
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.660	0.575	11,743	3,914	57 61
퇴적층(자갈층)	19,016	6,339	0.640	0.738	13,098	4,366	58to60

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.450	0.550	16,256	5,419	131
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.550	0.400	15,443	5,148	129
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.400	13,005	4,335	126
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.280	11,054	3,685	124
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.280	0.400	11,054	3,685	122
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.400	13,005	4,335	120

퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.550	15,443	5,148	117
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.550	0.650	19,507	6,502	101
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.650	0.975	26,416	8,805	87
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.975	31,699	10,566	85
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.620	25,928	8,643	78
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.620	0.620	20,157	6,719	76
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.620	0.975	25,928	8,643	41
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.975	31,699	10,566	35
풍화토	72,480	24,160	0.975	0.650	58,890	19,630	1
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.500	0.470	15,768	5,256	43
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.470	0.975	23,490	7,830	39
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.975	31,699	10,566	37
풍화토	72,480	24,160	0.975	0.650	58,890	19,630	17

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암** , **연 암** , **보통암**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.450	0.550	16,256	5,419	155
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.550	0.400	15,443	5,148	130
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.400	13,005	4,335	127
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.280	11,054	3,685	125
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.280	0.400	11,054	3,685	123
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.400	13,005	4,335	121
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.400	0.550	15,443	5,148	118
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.550	0.650	19,507	6,502	102
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.650	0.975	26,416	8,805	116
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.975	31,699	10,566	86
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.620	25,928	8,643	79
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.620	0.620	20,157	6,719	77
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.620	0.975	25,928	8,643	42
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.975	31,699	10,566	36
풍화토	72,480	24,160	0.975	0.650	58,890	19,630	34
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.500	0.470	15,768	5,256	75
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.470	0.975	23,490	7,830	40
퇴적층(자갈층)	32,512	10,837	0.975	0.975	31,699	10,566	38
풍화토	72,480	24,160	0.975	0.650	58,890	19,630	18

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	–	–
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.13 = 0.074 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.13 = 0.182 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

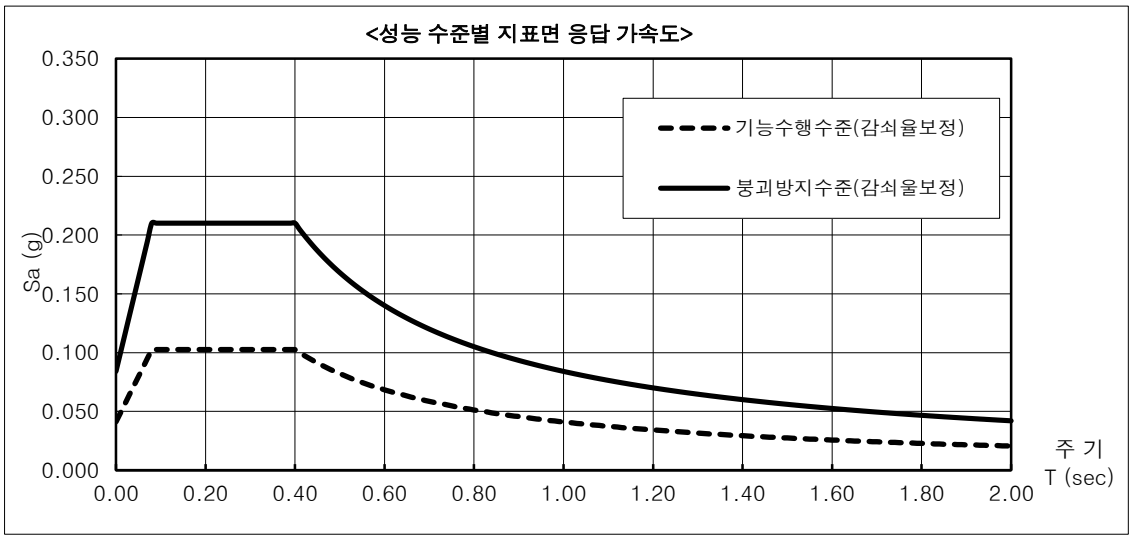
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

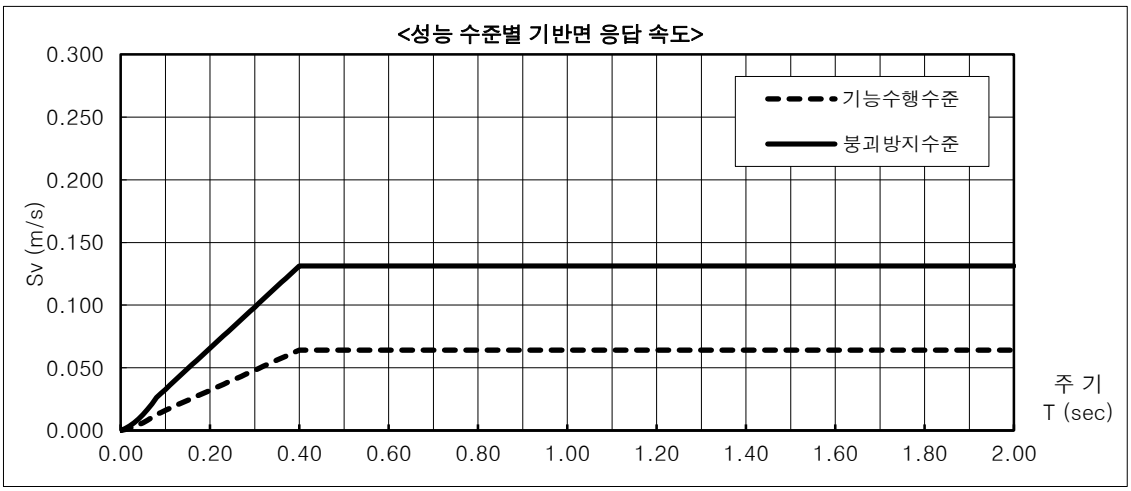
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
1.400	매립층	-	156	0.036
9.100	퇴적층(자갈층)	-	289	0.126
18.000	풍화토	-	424	0.170
1.500	풍화암	-	631	0.010
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.342

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.342 = 0.43 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.095 g = 0.936 m/s²

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.064 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
1.400	매립층	-	156	0.036
9.100	퇴적층(자갈층)	-	289	0.126
18.000	풍화토	-	424	0.170
1.500	풍화암	-	631	0.010
0.000	연 암	-	1216	0.000
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.342

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.342 = 0.43 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.195 g = 1.917 m/s²

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.131 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

U_{h1} = 2 / π^2·Sv ·T_s ·cos(ω_0·x_1/v_{sod1}) 제 1층에서의 변위

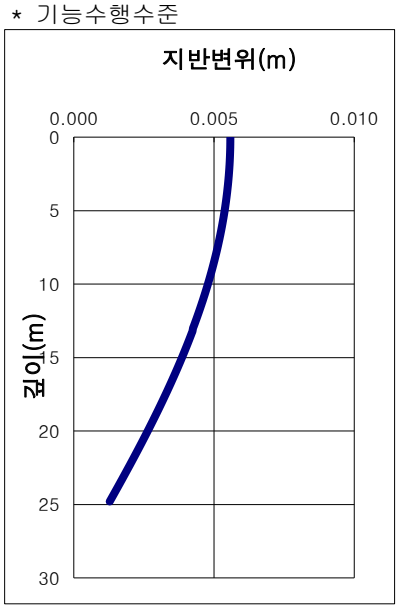
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 8.9 m, H_1 = 28.5 m, H_2 = 1.5 m, γ_1 = 19.6, γ_2 = 21.0

V_{s0d1} = 368 m/s V_{s0d2} = 631 m/s α = 0.54

ω_0 = 19.935 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 8.870 m

Sv = 0.064 m/s

Ts = 0.43 sec

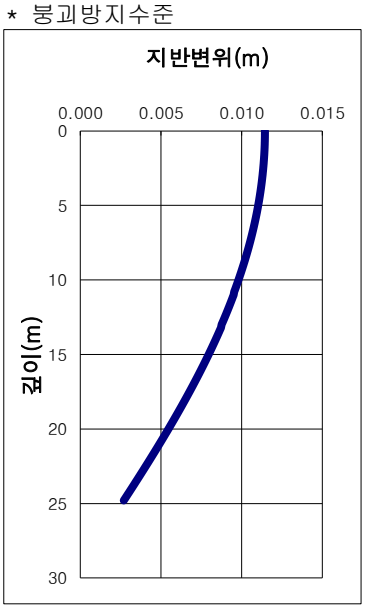
$U(Z_U)$=U(Z=3.170m)

= 0.005501 m

$U(Z_B)$=U(Z=8.870m)

= 0.004570 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 8.870 m

Sv = 0.131 m/s

Ts = 0.43 sec

$U(Z_U)$=U(Z=3.170m)

= 0.011265 m

$U(Z_B)$=J(Z=11.290m

= 0.009358 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

* 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 12,346 \times 0.005501 = \mathbf{67.917}\ kN/m^2$ (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 4,823 \times 0.011265 = \mathbf{54.329}\ kN/m^2$ (붕괴방지수준)

* 측벽에 작용하는 지반변위하중

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	131	3.170	0.005501	0.004570	0.000931	83,231	77.522
	129	3.720	0.005470	0.004570	0.000901	83,231	74.949
	126	4.120	0.005445	0.004570	0.000875	83,231	72.824
	124	4.520	0.005417	0.004570	0.000847	83,231	70.485
	122	4.800	0.005395	0.004570	0.000826	83,231	68.722
	120	5.200	0.005363	0.004570	0.000793	83,231	66.023
	117	5.600	0.005328	0.004570	0.000758	83,231	63.115
	101	6.150	0.005276	0.004570	0.000706	83,231	58.776
	87	6.150	0.005276	0.004570	0.000706	83,231	58.776
	85	7.125	0.005172	0.004570	0.000602	83,231	50.127
	78	8.100	0.005054	0.004570	0.000484	83,231	40.275
	76	8.720	0.004971	0.004570	0.000401	83,231	33.397
	41	9.340	0.004883	0.004570	0.000313	83,231	26.052
	35	10.315	0.004733	0.004570	0.000163	83,231	13.576
	1	11.290	0.004570	0.004570	0.000000	185,549	0.000
	43	8.870	0.004950	0.004570	0.000380	83,231	31.663
	39	9.340	0.004883	0.004570	0.000313	83,231	26.052
	37	10.315	0.004733	0.004570	0.000163	83,231	13.576
	17	11.290	0.004570	0.004570	0.000000	185,549	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	155	3.170	0.005501	0.004570	0.000931	83,231	77.522
	130	3.720	0.005470	0.004570	0.000901	83,231	74.949
	127	4.120	0.005445	0.004570	0.000875	83,231	72.824
	125	4.520	0.005417	0.004570	0.000847	83,231	70.485
	123	4.800	0.005395	0.004570	0.000826	83,231	68.722
	121	5.200	0.005363	0.004570	0.000793	83,231	66.023
	118	5.600	0.005328	0.004570	0.000758	83,231	63.115
	102	6.150	0.005276	0.004570	0.000706	83,231	58.776
	116	6.150	0.005276	0.004570	0.000706	83,231	58.776
	86	7.125	0.005172	0.004570	0.000602	83,231	50.127

행 수 준	79	8.100	0.005054	0.004570	0.000484	83,231	40.275
	77	8.720	0.004971	0.004570	0.000401	83,231	33.397
	42	9.340	0.004883	0.004570	0.000313	83,231	26.052
	36	10.315	0.004733	0.004570	0.000163	83,231	13.576
	34	11.290	0.004570	0.004570	0.000000	185,549	0.000
	75	8.870	0.004950	0.004570	0.000380	83,231	31.663
	40	9.340	0.004883	0.004570	0.000313	83,231	26.052
	38	10.315	0.004733	0.004570	0.000163	83,231	13.576
	18	11.290	0.004570	0.004570	0.000000	185,549	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕 괴 방 지 수 준	131	3.170	0.011265	0.009358	0.001907	32,512	62.012
	129	3.720	0.011202	0.009358	0.001844	32,512	59.954
	126	4.120	0.011150	0.009358	0.001792	32,512	58.253
	124	4.520	0.011092	0.009358	0.001734	32,512	56.383
	122	4.800	0.011049	0.009358	0.001691	32,512	54.972
	120	5.200	0.010982	0.009358	0.001624	32,512	52.813
	117	5.600	0.010911	0.009358	0.001553	32,512	50.487
	101	6.150	0.010804	0.009358	0.001446	32,512	47.016
	87	6.150	0.010804	0.009358	0.001446	32,512	47.016
	85	7.125	0.010591	0.009358	0.001233	32,512	40.097
	78	8.100	0.010349	0.009358	0.000991	32,512	32.217
	76	8.720	0.010180	0.009358	0.000822	32,512	26.715
	41	9.340	0.009999	0.009358	0.000641	32,512	20.840
	35	10.315	0.009692	0.009358	0.000334	32,512	10.860
	1	11.290	0.009358	0.009358	0.000000	72,480	0.000
	43	8.870	0.010137	0.009358	0.000779	32,512	25.328
	39	9.340	0.009999	0.009358	0.000641	32,512	20.840
	37	10.315	0.009692	0.009358	0.000334	32,512	10.860
	17	11.290	0.009358	0.009358	0.000000	72,480	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
	155	3.170	0.011265	0.009358	0.001907	32,512	62.012
	130	3.720	0.011202	0.009358	0.001844	32,512	59.954
	127	4.120	0.011150	0.009358	0.001792	32,512	58.253
	125	4.520	0.011092	0.009358	0.001734	32,512	56.383
	123	4.800	0.011049	0.009358	0.001691	32,512	54.972

붕괴방지수준	121	5.200	0.010982	0.009358	0.001624	32,512	52.813
	118	5.600	0.010911	0.009358	0.001553	32,512	50.487
	102	6.150	0.010804	0.009358	0.001446	32,512	47.016
	116	6.150	0.010804	0.009358	0.001446	32,512	47.016
	86	7.125	0.010591	0.009358	0.001233	32,512	40.097
	79	8.100	0.010349	0.009358	0.000991	32,512	32.217
	77	8.720	0.010180	0.009358	0.000822	32,512	26.715
	42	9.340	0.009999	0.009358	0.000641	32,512	20.840
	36	10.315	0.009692	0.009358	0.000334	32,512	10.860
	34	11.290	0.009358	0.009358	0.000000	72,480	0.000
	75	8.870	0.010137	0.009358	0.000779	32,512	25.328
	40	9.340	0.009999	0.009358	0.000641	32,512	20.840
	38	10.315	0.009692	0.009358	0.000334	32,512	10.860
	18	11.290	0.009358	0.009358	0.000000	72,480	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP} /(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1} \sin(w_0x_u/v_{s0d1})$ = 5.359 kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos {w_0x_2}/{v_{s0d2}}}{\tan {w_0H_2}/{v_{s0d2}}}\right) = 18.606 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2$ = 11.983 kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP} /(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1} \sin(w_0x_u/v_{s0d1})$ = 4.287 kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos {w_0x_2}/{v_{s0d2}}}{\tan {w_0H_2}/{v_{s0d2}}}\right) = 14.884 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2$ = 9.585 kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP} /(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1} \sin(w_0x_u/v_{s0d1})$ = 5.359 kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos {w_0x_2}/{v_{s0d2}}}{\tan {w_0H_2}/{v_{s0d2}}}\right) = 8.212 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2$ = 6.786 kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP} /(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1})$ = 4.287 kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right)$$ = 6.569 kN/m^2

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2$ = 5.428 kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2: 단위면적당 부피 , Z = 3.170 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.074 × 0.952 = 1.588 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.182 × 0.952 = 3.900 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 1.300 m^3/m^2: 단위면적당 부피 , Z = 6.150 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.300 × 25.0 × 0.074 × 0.908 = 2.186 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.300 × 25.0 × 0.182 × 0.908 = 5.369 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 1.000 m^3/m^2: 단위면적당 부피 , Z = 8.870 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.000 × 25.0 × 0.074 × 0.867 = 1.606 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.000 × 25.0 × 0.182 × 0.867 = 3.945 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 1.300 m^3/m^2: 단위면적당 부피 , Z = 11.290 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.300 × 25.0 × 0.074 × 0.831 = 2.000 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.300 × 25.0 × 0.182 × 0.831 = 4.913 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 좌측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1−0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
접합부 상단	131	3.170	0.900	25.0	0.074	0.182	0.952	1.588	3.900
	129	3.720	0.900	25.0	0.074	0.182	0.944	1.574	3.866
	126	4.120	0.900	25.0	0.074	0.182	0.938	1.564	3.842
	124	4.520	0.900	25.0	0.074	0.182	0.932	1.554	3.817
	122	4.800	0.900	25.0	0.074	0.182	0.928	1.547	3.800
	120	5.200	0.900	25.0	0.074	0.182	0.922	1.537	3.776
	117	5.600	0.900	25.0	0.074	0.182	0.916	1.527	3.751

	101	6.150	0.900	25.0	0.074	0.182	0.908	1.513	3.717
접합부내측	83	7.125	0.550	25.0	0.074	0.182	0.893	0.910	2.235
	81	7.895	0.550	25.0	0.074	0.182	0.882	0.898	2.206
	43	8.870	0.550	25.0	0.074	0.182	0.867	0.883	2.170
접합부 하단	43	8.870	1.400	25.0	0.074	0.182	0.867	2.248	5.522
	39	9.340	1.400	25.0	0.074	0.182	0.860	2.230	5.478
	37	10.315	1.400	25.0	0.074	0.182	0.845	2.192	5.384
	17	11.290	1.400	25.0	0.074	0.182	0.831	2.154	5.291
외측부	87	6.150	1.400	25.0	0.074	0.182	0.908	2.354	5.782
	85	7.125	1.400	25.0	0.074	0.182	0.893	2.316	5.689
	78	8.100	1.400	25.0	0.074	0.182	0.879	2.278	5.596
	76	8.720	1.400	25.0	0.074	0.182	0.869	2.254	5.537
	41	9.340	1.400	25.0	0.074	0.182	0.860	2.230	5.478
	35	10.315	1.400	25.0	0.074	0.182	0.845	2.192	5.384
	1	11.290	1.400	25.0	0.074	0.182	0.831	2.154	5.291

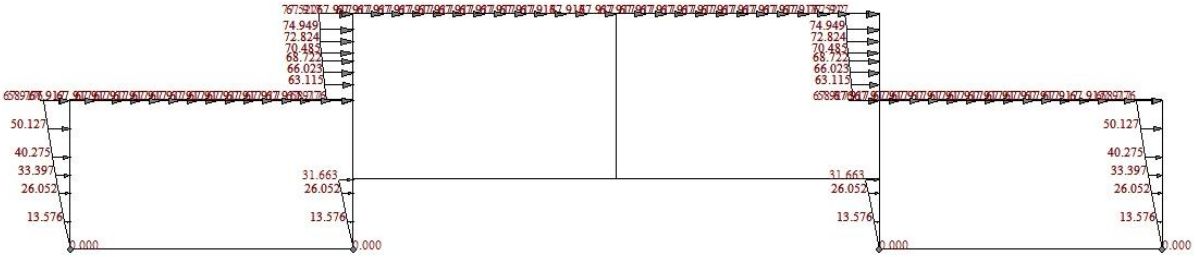
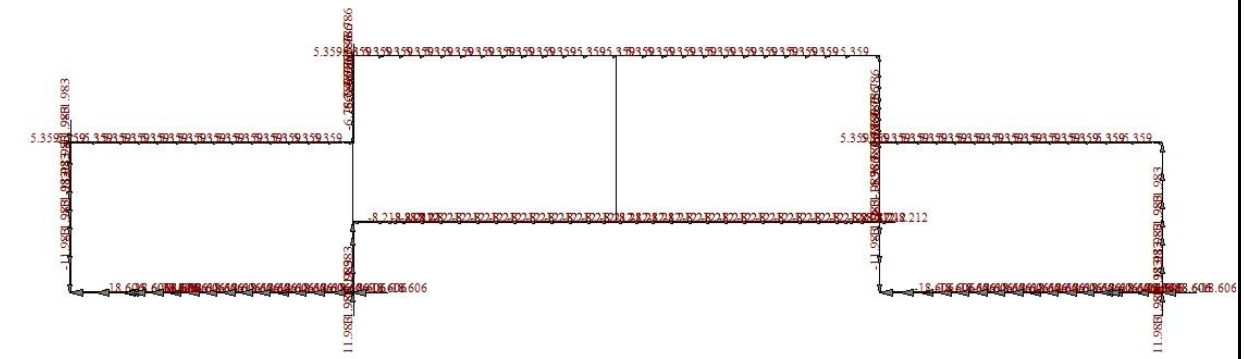
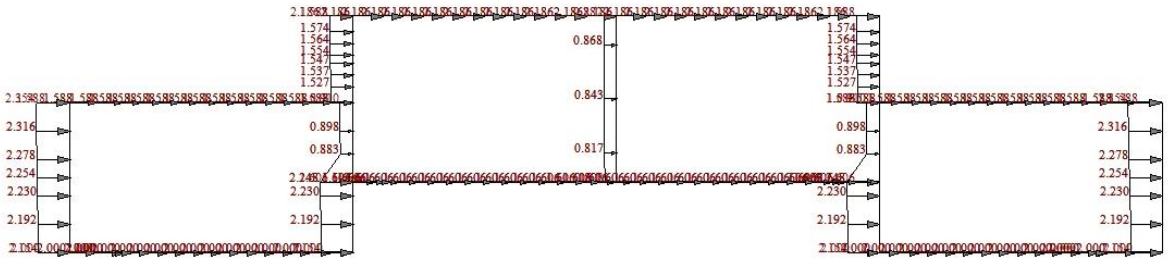
- 우측벽체 관성력

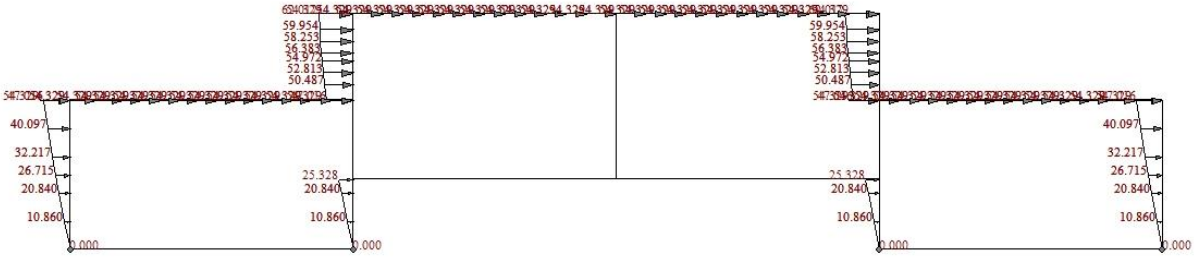
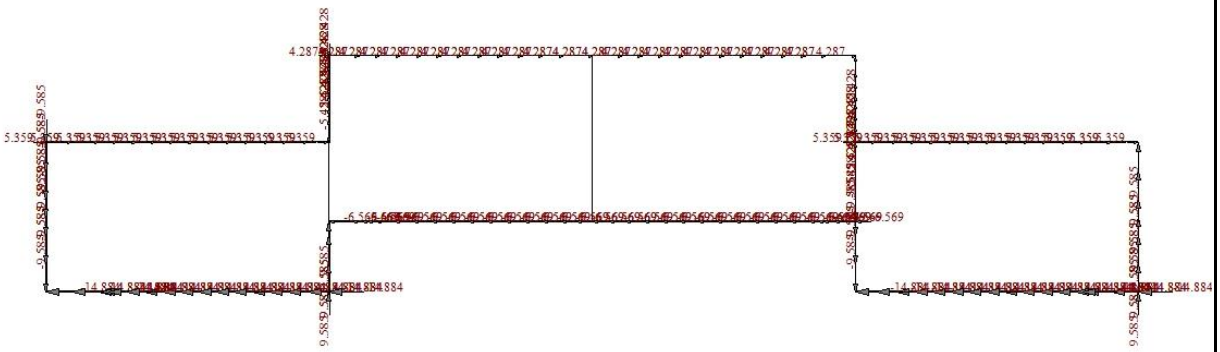
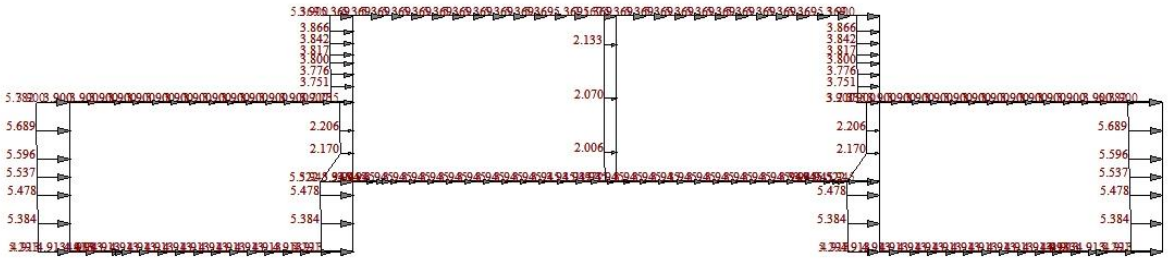
구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
접합부 상단	155	3.170	0.900	25.0	0.074	0.182	0.952	1.588	3.900
	130	3.720	0.900	25.0	0.074	0.182	0.944	1.574	3.866
	127	4.120	0.900	25.0	0.074	0.182	0.938	1.564	3.842
	125	4.520	0.900	25.0	0.074	0.182	0.932	1.554	3.817
	123	4.800	0.900	25.0	0.074	0.182	0.928	1.547	3.800
	121	5.200	0.900	25.0	0.074	0.182	0.922	1.537	3.776
	118	5.600	0.900	25.0	0.074	0.182	0.916	1.527	3.751
	102	6.150	0.900	25.0	0.074	0.182	0.908	1.513	3.717
접합부내측	84	7.125	0.550	25.0	0.074	0.182	0.893	0.910	2.235
	82	7.895	0.550	25.0	0.074	0.182	0.882	0.898	2.206
	75	8.870	0.550	25.0	0.074	0.182	0.867	0.883	2.170
접합부 하단	75	8.870	1.400	25.0	0.074	0.182	0.867	2.248	5.522
	40	9.340	1.400	25.0	0.074	0.182	0.860	2.230	5.478
	38	10.315	1.400	25.0	0.074	0.182	0.845	2.192	5.384
	18	11.290	1.400	25.0	0.074	0.182	0.831	2.154	5.291
외측부	116	6.150	1.400	25.0	0.074	0.182	0.908	2.354	5.782
	86	7.125	1.400	25.0	0.074	0.182	0.893	2.316	5.689
	79	8.100	1.400	25.0	0.074	0.182	0.879	2.278	5.596
	77	8.720	1.400	25.0	0.074	0.182	0.869	2.254	5.537
	42	9.340	1.400	25.0	0.074	0.182	0.860	2.230	5.478
	36	10.315	1.400	25.0	0.074	0.182	0.845	2.192	5.384
	34	11.290	1.400	25.0	0.074	0.182	0.831	2.154	5.291

- 중앙벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	ɣ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
중앙벽체	143	3.170	0.500	25.0	0.074	0.182	0.952	0.882	2.167
	128	4.170	0.500	25.0	0.074	0.182	0.937	0.868	2.133
	119	6.020	0.500	25.0	0.074	0.182	0.910	0.843	2.070
	80	7.870	0.500	25.0	0.074	0.182	0.882	0.817	2.006
	59	8.870	0.500	25.0	0.074	0.182	0.867	0.803	1.972

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

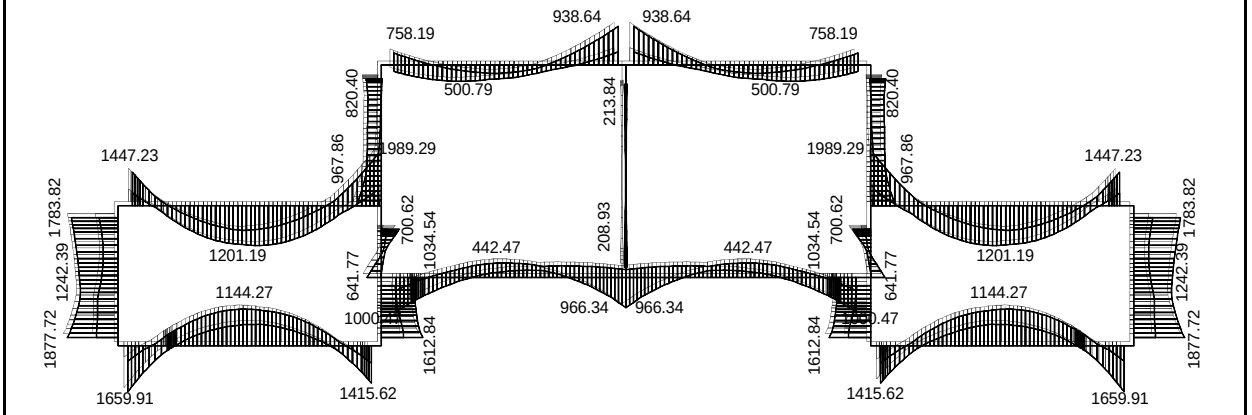
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

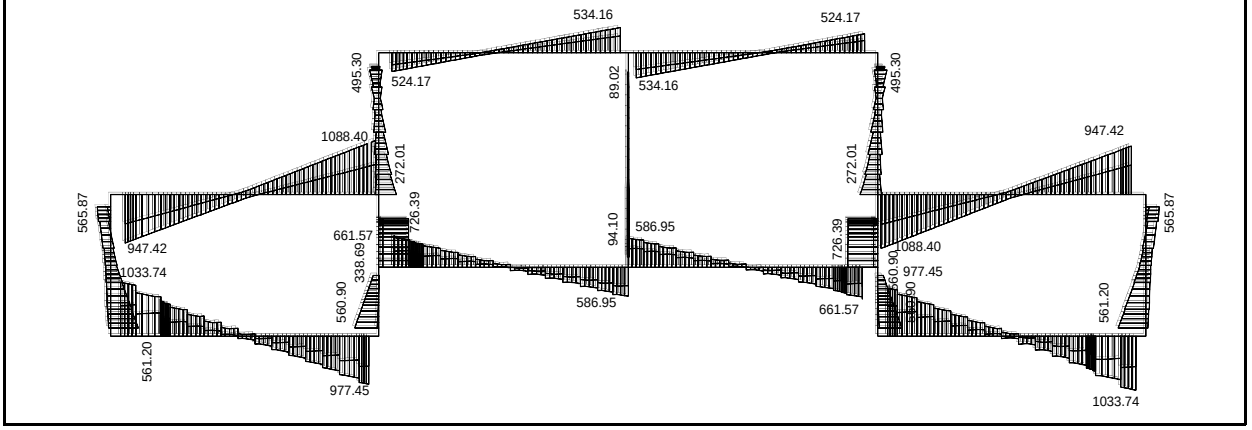
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압		
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有				
				좌측	우측		좌측	우측								
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	

6. 단면력도

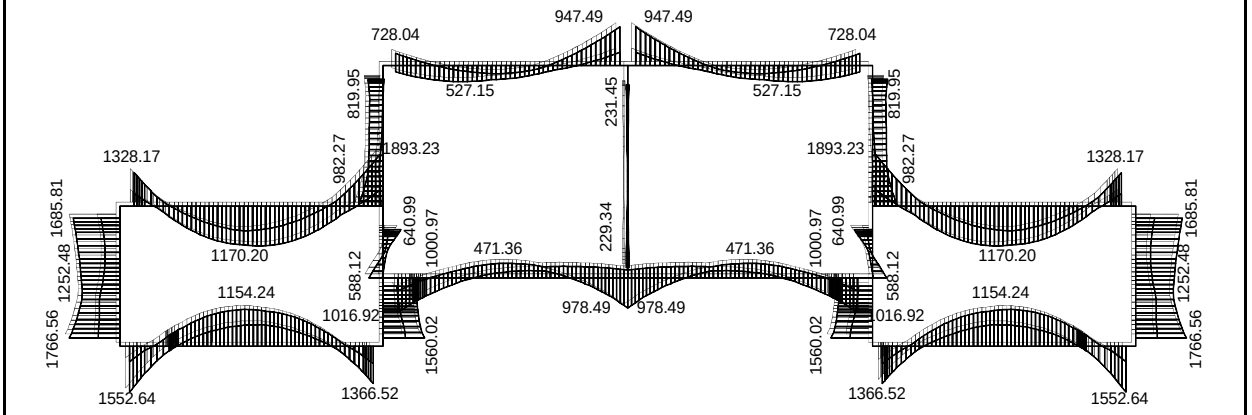
기능수행수준 – 모멘트도(B.M.D)



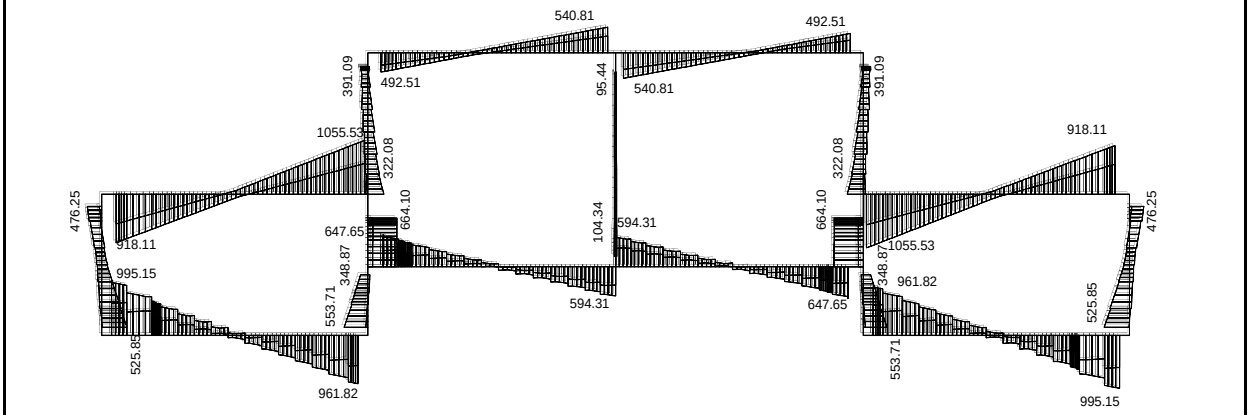
기능수행수준 – 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 – 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 – 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	램프벽체부	91	I[87]	1447.230	-	710.800	-
	램프중앙부	97	I[93]	1187.570	-	-	-
	램프접합부	104	J[101]	1989.290	-	836.270	-
	본선접합부	135	I[131]	758.190	-	449.220	-
	본선중앙부	138	I[134]	454.360	-	-	-
	중앙벽체부	146	J[143]	938.640	-	456.020	-
하 부 슬래브	램프벽체부	1	I[1]	1659.910	-	704.190	-
	램프중앙부	9	I[9]	1144.220	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	1415.620	-	725.270	-
	본선접합부	45	I[43]	1000.470	-	558.540	-
	본선중앙부	53	J[52]	433.870	-	-	-
	중앙벽체부	60	J[59]	966.340	-	426.570	-
	램프측구	4	J[5]	696.140	-	673.520	-
	본선측구	48	I[46]	604.830	-	524.490	-

7.1.2 벽체

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	상단	M_{max}	88	J[87]	1783.820	525.910	416.620	
		P_{max}	88	I[85]	278.390	1047.240	416.620	
	중앙 부모멘트	M_{max}	43	I[41]	1323.090	707.730	-	
		P_{max}	43	I[41]	447.690	1071.550	-	
	하단	M_{max}	33	I[1]	1877.720	770.000	369.300	
		P_{max}	33	I[1]	440.460	1149.830	369.300	
접합부 상단 벽체	상단	M_{max}	133	J[131]	820.400	195.970	369.170	
		P_{max}	133	I[129]	146.380	589.740	369.170	
	하단	M_{max}	119	I[101]	967.860	276.840	313.610	
		P_{max}	119	I[101]	145.080	637.620	313.610	
접합부 하단 벽체	상단	M_{max}	41	I[39]	1034.540	998.250	338.690	
		P_{max}	41	I[39]	1034.540	998.250	338.690	
	하단	M_{max}	35	I[17]	1612.840	1115.740	475.370	
		P_{max}	35	I[17]	1612.840	1115.740	475.370	
접합부 중간 벽체	상단	M_{max}	86	J[101]	700.620	1518.110	726.390	
		P_{max}	86	I[83]	627.990	1531.910	726.390	
	하단	M_{max}	80	I[43]	641.770	981.570	729.490	
		P_{max}	80	I[43]	264.590	1556.620	729.490	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	132	J[143]	213.840	1081.780	89.020	
		P_{max}	132	I[128]	187.180	1096.490	89.020	
	하단	M_{max}	79	I[59]	208.930	1165.630	94.100	
		P_{max}	79	I[59]	208.930	1165.630	94.100	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	램프벽체부	91	I[87]	1328.170	-	686.000	-
	램프중앙부	97	I[93]	1162.190	-	-	-
	램프접합부	104	J[101]	1893.230	-	809.700	-
	본선접합부	135	I[131]	728.040	-	424.700	-
	본선중앙부	138	I[134]	472.770	-	-	-
	중앙벽체부	146	J[143]	947.490	-	463.870	-
하 부 슬래브	램프벽체부	1	I[1]	1552.640	-	671.160	-
	램프중앙부	9	I[9]	1154.240	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	1366.520	-	715.590	-
	본선접합부	45	I[43]	1016.920	-	547.860	-
	본선중앙부	53	J[52]	459.670	-	-	-
	중앙벽체부	60	J[59]	978.490	-	435.020	-
	램프측구	4	J[5]	657.410	-	641.870	-
	본선측구	48	I[46]	629.300	-	515.080	-

8.1.2 벽체

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	상단	M_{max}	88	J[87]	1685.810	549.350	370.680	
		P_{max}	88	I[85]	325.290	1030.820	370.680	
	중앙 부모멘트	M_{max}	43	I[41]	1264.860	701.070	-	
		P_{max}	43	I[41]	505.920	1078.210	-	
	하단	M_{max}	33	I[1]	1766.560	1596.100	329.770	
		P_{max}	33	I[1]	551.620	1123.920	329.770	
접합부 상단 벽체	상단	M_{max}	133	J[131]	819.950	227.050	334.010	
		P_{max}	133	I[129]	141.680	560.900	334.010	
	하단	M_{max}	119	I[101]	982.270	295.370	321.100	
		P_{max}	119	I[101]	130.670	619.090	321.100	
접합부 하단 벽체	상단	M_{max}	41	J[43]	1000.970	971.600	348.870	
		P_{max}	41	I[39]	980.570	995.460	348.870	
	하단	M_{max}	35	I[17]	1560.020	1099.340	476.990	
		P_{max}	35	I[17]	1560.020	1099.340	476.990	
접합부 중간 벽체	상단	M_{max}	86	J[101]	640.990	1503.730	664.100	
		P_{max}	86	I[83]	574.590	1517.530	664.100	
	하단	M_{max}	80	I[43]	588.120	995.950	669.540	
		P_{max}	80	I[43]	210.940	1542.240	669.540	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	132	J[143]	231.450	1081.780	95.440	
		P_{max}	132	I[128]	202.920	1096.490	95.440	
	하단	M_{max}	79	I[59]	229.340	1165.630	104.340	
		P_{max}	79	I[59]	229.340	1165.630	104.340	

국회대로 지하차도

STA.0+579.000

▣ 설계요약

1. 기초검토

구 분	지지층	Qmax(kN/㎡)	Qa(kN/㎡)	비 고
램프	풍 화 토	210.87	400.00	O.K
본선	자 갈 층	149.48	200.00	O.K

2. 부력검토

구 분	B(양압력), kN/m	R(저항력), kN/m	S.F	비 고
구체	4004.08	6691.067	1.671	O.K

3. 단면 설계 정리

※ 상부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
상부슬래브	램프 벽체부	903.06	611.66	-	1447.23	1447.23	710.80	2309.76		1.00	1.467 1.367	0.100	H29@250 + H29@250		1.60	628.84	125.00
	램프 중앙부	1471.57	991.14	-	1187.57	1471.57		2053.48		1.00	1.300 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		1.40	452.83	125.00
	램프 접합부	1901.22	1305.21	-	1989.29	1989.29	926.70	2832.70	1732.70	1.00	1.467 1.367	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.42	274.67	125.00
	본선 접합부	504.88	336.36		758.19	758.19	449.22	1283.60		1.00	1.067 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		1.69	633.00	125.00
	본선 중앙부	724.89	503.88		472.77	724.89		834.97		1.00	0.900 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		1.15	320.50	125.00
	중앙 벽체부	1676.77	1120.60		947.49	1676.77	687.94	1968.61	1155.14	1.00	1.067 0.967	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.17	184.09	125.00

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	1698.94	1185.29		1659.91	1698.94	750.43	2053.48		1.00	1.300 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		1.21	222.94	125.00
	램프 중앙부	1060.40	798.52		1154.24	1154.24		1632.75		1.00	1.300 1.220	0.080	H25@250 + H25@250		1.41	439.56	125.00
	램프 접합부	1525.84	1062.73		1415.62	1525.84	788.11	2053.48		1.00	1.300 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		1.35	267.54	125.00
	본선 접합부	1151.46	754.60		1016.92	1151.46	594.34	1867.80		1.00	1.000 0.920	0.080	H32@250 + H32@250		1.62	395.86	125.00
	본선 중앙부	565.28	383.66		459.67	565.28		940.26		1.00	1.000 0.920	0.080	H22@250 + H22@250		1.66	556.60	125.00
	중앙 벽체부	1198.23	814.35		978.49	1198.23	543.78	1529.29		1.00	1.000 0.920	0.080	H29@250 + H29@250		1.28	256.39	125.00
	램프측구	298.44	234.92		696.14	696.14	716.77	1581.71	1371.72	1.00	1.030 0.950	0.080	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	2.27	1204.59	125.00
	본선측구	767.78	493.47		629.30	767.78	555.34	1392.55	1078.13	1.00	0.800 0.700	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.81	429.12	125.00

※ 벽체

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
램프 벽체	상단부 Mmax	1306.96	907.68	549.35	1783.82	1783.82	416.62	3180.70		1.00	1.567 / 1.467	0.100	H29@250 + H29@250		1.78	397.04	125.00
	상단부 Pmax	1184.11	907.68	1131.23	325.29	1184.11	416.62	5835.76		1.00	1.567 / 1.467	0.100	H29@250 + H29@250		4.93	397.04	125.00
	중앙부(-) Mmax	1331.43	903.05	1222.46	1323.09	1331.43		4469.71		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		3.36	328.27	125.00
	중앙부(-) Pmax	1331.43	903.05	1222.46	505.92	1331.43		4469.71		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		3.36	328.27	125.00
	하단부 Mmax	1910.92	1327.06	1302.78	1877.72	1910.92	369.30	3688.35		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		1.93	155.09	125.00
	하단부 Pmax	1910.92	1327.06	1302.78	551.62	1910.92	369.30	3688.35		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		1.93	155.09	125.00

※ 벽체

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
접합부 상단벽체	상단부 Mmax	673.87	469.11	227.05	820.40	820.40	418.68	1474.38		1.00	1.067 / 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		1.80	391.91	125.00
	상단부 Pmax	666.36	469.11	589.74	146.38	146.38	418.68	2691.83		1.00	1.067 / 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		18.39	391.91	125.00
	하단부 Mmax	1203.89	862.52	628.71	982.27	1203.89	448.40	1641.64		1.00	0.900 / 0.800	0.100	H29@250 + H29@250		1.36	129.34	125.00
	하단부 Pmax	1203.89	862.52	637.62	145.08	145.08	448.40	2055.84		1.00	0.900 / 0.800	0.100	H29@250 + H29@250		14.17	129.34	125.00
접합부 하단벽체	상단부 Mmax	1238.40	834.35	1174.58	1034.54	1238.40	348.87	4629.74		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		3.74	372.90	125.00
	상단부 Pmax	1238.40	834.35	1174.58	1034.54	1238.40	348.87	4629.74		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		3.74	372.90	125.00
	하단부 Mmax	1747.59	1214.41	1254.89	1612.84	1747.59	544.08	3826.49		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		2.19	189.30	125.00
	하단부 Pmax	1747.59	1214.41	1254.89	1612.84	1747.59	544.08	3826.49		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		2.19	189.30	125.00
접합부 중간벽체	상단부 Mmax	574.52	362.86	1518.11	700.62	700.62	726.39	1627.13	851.93	1.00	0.717 / 0.637	0.080	H32@250 + H32@250	H19@150 - 2EA	2.32	734.70	125.00
	상단부 Pmax	513.66	362.86	1907.26	627.99	513.66	726.39	1434.57	863.77	1.00	0.717 / 0.637	0.080	H32@250 + H32@250	H19@150 - 2EA	2.79	734.70	125.00
	하단부 Mmax	597.25	390.95	995.95	641.77	641.77	729.49	1045.66	845.22	1.00	0.550 / 0.470	0.080	H32@250 + H32@250	H19@150 - 2EA	1.63	459.66	125.00
	하단부 Pmax	597.25	390.95	1931.97	264.59	597.25	729.49	957.53	882.33	1.00	0.550 / 0.470	0.080	H32@250 + H32@250	H19@150 - 2EA	1.60	459.66	125.00
중앙부 벽체	상단부 Mmax	53.94	33.72	1081.78	231.45	231.45	95.44	1061.42		1.00	0.667 / 0.587	0.080	H16@250 + H16@250		4.59	2184.94	125.00
	상단부 Pmax	53.94	33.72	1661.02	202.92	53.94	95.44	331.22		1.00	0.667 / 0.587	0.080	H16@250 + H16@250		6.14	2184.94	125.00
	하단부 Mmax	38.59	24.12	1165.63	229.34	229.34	104.34	614.77		1.00	0.500 / 0.420	0.080	H16@250 + H16@250		2.68	2165.12	125.00
	하단부 Pmax	38.59	24.12	1730.16	229.34	38.59	104.34	174.67		1.00	0.500 / 0.420	0.080	H16@250 + H16@250		4.53	2165.12	125.00

4. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽 체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

4.1 상부슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
램프 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 중앙부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 접합부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.2 상부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
본선 접합부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
본선 중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.3 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
램프 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 중앙부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 접합부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.4 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
본선 접합부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
본선 중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.5 램프 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.6 접합부 상단 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.7 접하부 하단 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.8 접합부 중간벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
상 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1100.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1100.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

4.9 중간 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
상 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 처짐검토
16. 지지력검토
17. 신축이음부 검토
18. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 5.500 m	GL -1.000m	풍화토	60MPa	지반조사보고서 참고

(실제토피 H = 5.310 m)

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	$E_c = 8{,}500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

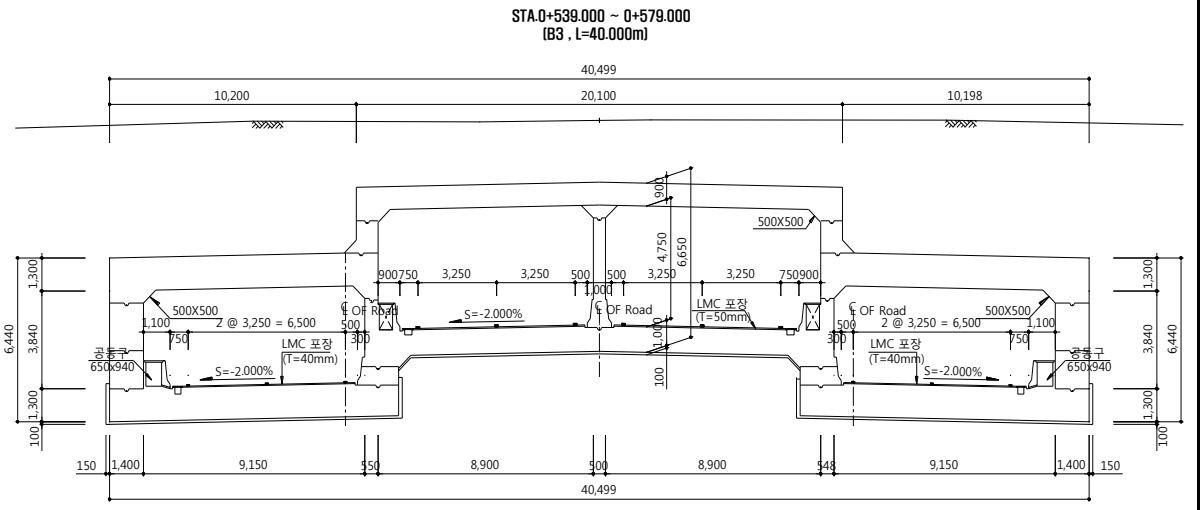
1.9 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

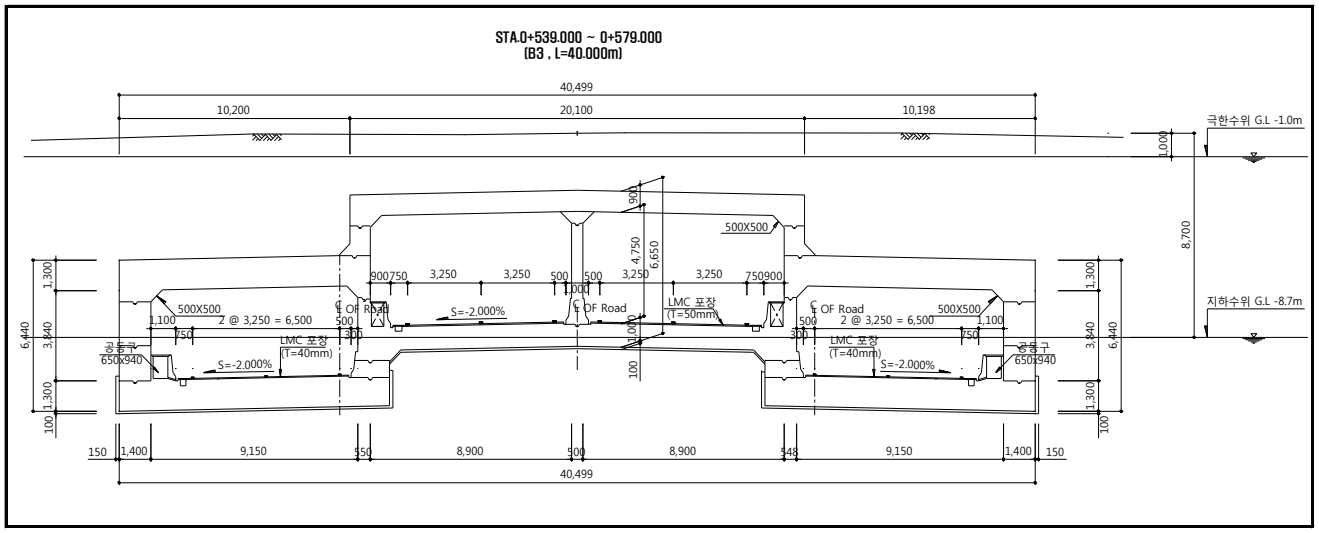
1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정


STA.0+539.000 ~ 0+579.000
(B3 , L=40.000m)
40,499
10,200
20,100
10,198
900
4,750
6,650
500X500
1,300
6,440
3,840
1,300
100
900
750
3,250
3,250
500
500
3,250
3,250
750
900
1,000
1,000
100
500X500
1,100
2 @ 3,250 = 6,500
500
750
300
℄ OF Road
℄ OF Road
S=-2.000%
LMC 포장
(T=50mm)
LMC 포장
(T=40mm)
S=-2.000%
LMC 포장
(T=40mm)
S=-2.000%
500
300
750
2 @ 3,250 = 6,500
1,100
500X500
℄ OF Road
공동구
650x940
공동구
650x940
150
1,400
9,150
550
8,900
500
8,900
548
9,150
1,400
150
40,499

3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	239.000	1,834.250	지하수위를 4.117m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -8.7m)	885.580	6,398.422	F.S = 7.225 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	4,004.080	6,691.067	F.S = 1.671 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토(상부슬래브 폐합전 단면 검토)

3.2.1 굴착고 : 11.940 m

3.2.2 부력 작용폭 : 40.500 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 23.900 m = 239.000 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 16.600 m = 166.000 Hw kN/m

= 405.000 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

3.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 1834.250 + 0.000 + 0.000 = 1834.250 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 램프 하부슬래브

(1.300 × 23.900)× 25.000 = 776.750 kN/m

② 벽 체

외측벽체

(1.400 × 3.840)× 2 EA × 25.000 = 268.800 kN/m

접합부 벽체-하단

(1.400 × 1.270)× 2 EA × 25.000 = 88.900 kN/m

접합부 벽체-중간

(0.550 × 1.570)× 2 EA × 25.000 = 43.175 kN/m

접합부 벽체-상단

(0.900 × 1.880)× 2 EA × 25.000 = 84.600 kN/m

③ 방호벽

중앙부 방호벽

(0.050 + 0.130)× 1/2 × 0.750 × 24.50 × 2 EA = 3.308 kN/m

(0.130 + 0.250)× 1/2 × 0.175 × 24.50 × 2 EA = 1.629 kN/m

(0.250 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 24.50 × 2 EA = 0.766 kN/m

공동구 방호벽

(0.100 + 0.180)× 1/2 × 0.750 × 24.50 × 2 EA = 5.145 kN/m

(0.180 + 0.300)× 1/2 × 0.175 × 24.50 × 2 EA = 2.058 kN/m

(0.300 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 24.50 × 2 EA = 0.919 kN/m

소 계 = 1276.050 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 본선 하부슬래브

(1.000 × 19.400)× 25.000 = 485.000 kN/m

② 벽 체

중앙부 벽체

(0.500 × 4.750)× 1 EA × 25.000 = 59.375 kN/m

③ 방호벽

중앙부 방호벽

(0.050 + 0.130)× 1/2 × 0.750 × 24.50 × 2 EA = 3.308 kN/m

(0.130 + 0.250)× 1/2 × 0.175 × 24.50 × 2 EA = 1.629 kN/m

(0.250 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 24.50 × 2 EA = 0.766 kN/m

공동구 방호벽

(0.100 + 0.180)× 1/2 × 0.750 × 24.50 × 2 EA = 5.145 kN/m

(0.180 + 0.300)× 1/2 × 0.175 × 24.50 × 2 EA = 2.058 kN/m

(0.300 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 24.50 × 2 EA = 0.919 kN/m

소 계 = 558.200 kN/m

TOTAL = 1834.250 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{1834.250}{405.000\ Hw} \geq 1.1 \Rightarrow H \leq 4.117\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 4.117m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (지하 수위 : G.L-8.7m)

3.3.1 굴착고 : 11.940 m

3.3.2 부력 작용폭 : 40.500 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 3.240 × 23.900 = 774.360 KN/m

10.000 × 0.670 × 16.600 = 111.220 KN/m

= 885.580 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 3033.000 + 3260.826 + 104.596 = 6398.422 KN/m

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 1276.050 KN/m

② 램프 상부 슬래브

(1.300 × 22.200)× 25.000 = 721.500 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 4 EA × 25.000 = 12.500 kN/m

소 계 = 2010.050 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 558.200 KN/m

② 램프 상부 슬래브

(0.900 × 20.100)× 25.000 = 452.250 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 4 EA × 25.000 = 12.500 kN/m

소 계 = 1022.950 kN/m

TOTAL = 3033.000 kN/m

(3) W3 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 20.400)× 23.000 = 211.140 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (5.050 × 20.400)× 19.000 = 1957.380 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.400)× 20.000 = 0.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (2.720 × 20.100)× 19.000 = 1038.768 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.100)× 20.000 = 0.000 kN/m

④ 수목하중 = 10.000 kN/m

③ 방수몰탈

(0.050 × 40.500)× 21.500 = 43.538 kN/m

TOTAL = 3260.826 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 5.500 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 0.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 5.500 ² + 10.0 × 0.000 ²

+ 2 × 19.0 × 5.500 × 0.000)× tan 20° = 104.596 kN/m

3.3.5 안정검토

$F_s = \frac{R}{U} = \frac{6398.422}{885.580} = 7.225 \geq 1.200$ ∴ O.K

3.4 완공후 부력 검토 (극한수위 : G.L - 1.000 m)

3.4.1 굴착고 : 11.940 m

3.4.2 부력 작용폭 : 40.500 m

3.4.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 10.940 × 23.900 = 2614.660 KN/m

10.000 × 8.370 × 16.600 = 1389.420 KN/m

= 4004.080 KN/m

3.4.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 3033.000 + 3586.638 + 71.429 = 6691.067 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 실수위시부력검토 구체자중 = 3033.000 KN/m

TOTAL = 3033.000 kN/m

(2) W_2 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 22.200)× 23.000 = 229.770 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (0.550 × 22.200)× 19.000 = 231.990 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (4.500 × 22.200)× 20.000 = 1998.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (1.000 × 20.100)× 19.000 = 381.900 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (1.720 × 20.100)× 20.000 = 691.440 kN/m

④ 수목하중 = 10.000 kN/m

③ 방수몰탈

(0.050 × 40.500)× 21.500 = 43.538 kN/m

TOTAL = 3586.638 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi =$ 1 − sin = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 1.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 4.500 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 30.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 1.000 ² + 10.0 × 4.500 ²

+ 2 × 19.0 × 1.000 × 4.500)× tan 20° = 71.429 kN/m

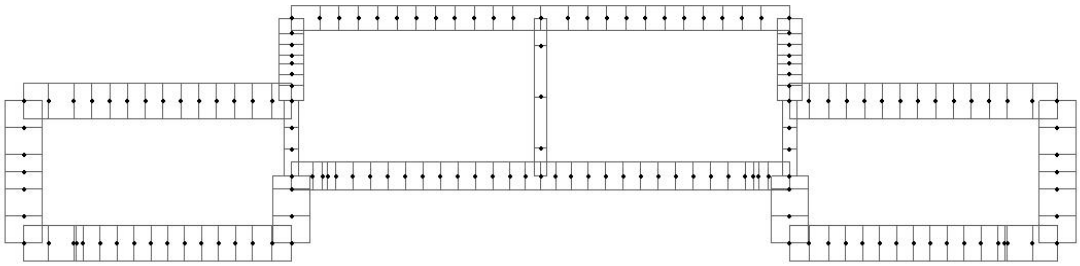
3.4.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{6691.067}{4004.080} = 1.671 \geq 1.050$$ ∴ O.K

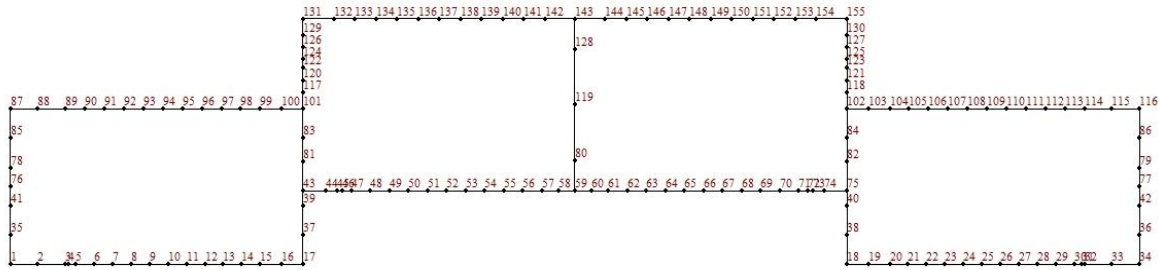
4. 해석모델링

4.1 Modeling

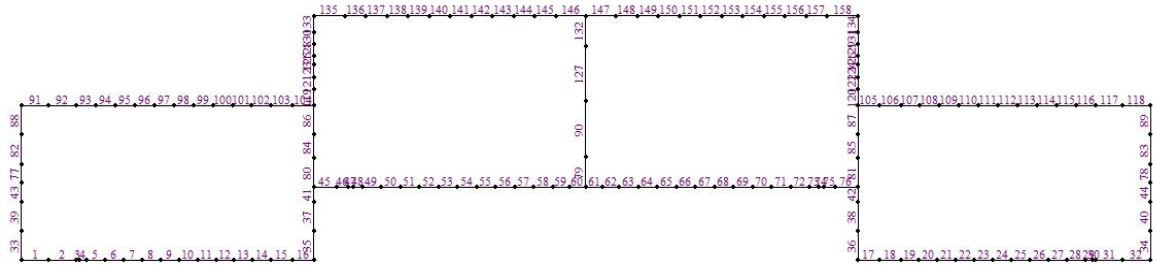
모델링



절점번호



부재번호



4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	1.300	1.300	0.1830833	램프 상부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 상부슬래브
	3	1.000	1.300	1.300	0.1830833	램프 하부슬래브
	4	1.000	1.000	1.000	0.0833333	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	1.400	1.400	0.2286667	램프 외측 벽체
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	접합부 벽체 상단
	3	0.875	0.550	0.481	0.0121315	접합부 벽체 하단

4.3 강역산정

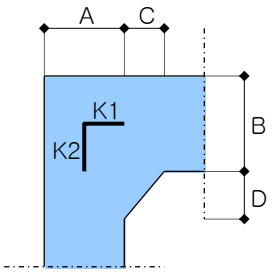
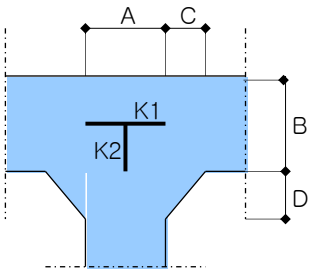
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

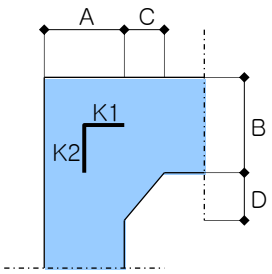
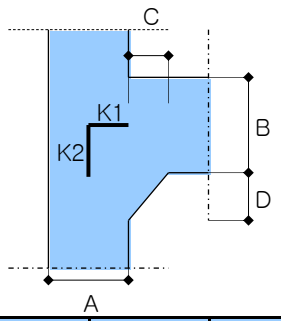
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

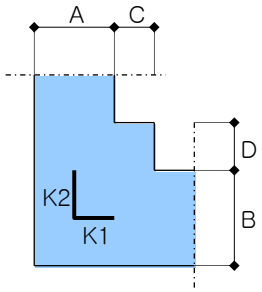
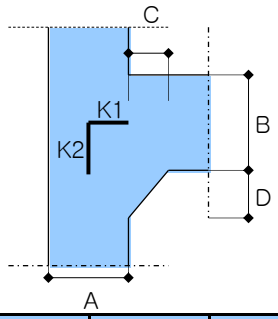
CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

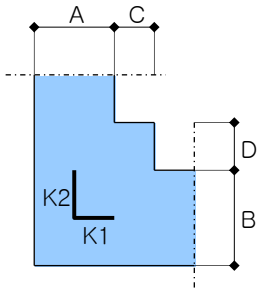
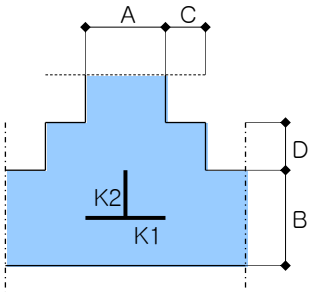
CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

2) 강역설정

구분	(단부)			(중앙부)		
상부슬래브(본선)						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.900	m	A	0.500	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.500	m	K1	0.300	m
	K2	0.500	m	K2	0.700	m

구분	(단부)			(중간단부 아래)		
상부슬래브(램프)						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	1.400	m	A	0.550	m
	B	1.300	m	B	1.300	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.550	m	K1	0.125	m
	K2	0.450	m	K2	0.875	m

구분	(단부)			(연결부)		
하부슬래브(램프)						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	1.400	m	A	1.400	m
	B	1.300	m	B	1.000	m
	C		m	C	0.500	m
	D		m	D	0.500	m
	Θ1		°	Θ1	45.000	°
	Θ2		°	Θ2	45.000	°
	K1	0.375	m	K1	0.700	m
	K2	0.300	m	K2	0.300	m

구분				(중앙부)		
하부슬래브(본선)						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A		m	A	0.500	m
	B		m	B	1.000	m
	C		m	C		m
	D		m	D		m
	Θ1		°	Θ1		°
	Θ2		°	Θ2		°
	K1		m	K1		m
	K2		m	K2	0.375	m

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 60000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 60000 = 800000 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(23.90 × 23.90) = 23.90 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 800000 x (23.90 / 0.3) $^{-3/4}$ = 30,001 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.7000 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	24,751	1 34
2	(0.9500 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	28,501	2 33
3	(0.9500 + 0.1000) / 2 × 30,001	=	15,750	3 32
4	(0.1000 + 0.2500) / 2 × 30,001	=	5,250	4 31
5	(0.2500 + 0.6400) / 2 × 30,001	=	13,350	5 30
6	(0.6400 + 0.6400) / 2 × 30,001	=	19,200	6to14 21to29
7	(0.6400 + 0.7375) / 2 × 30,001	=	20,663	15 20
8	(0.7375 + 0.7375) / 2 × 30,001	=	22,126	16 19
9	(0.7375 + 0.7000) / 2 × 30,001	=	21,563	17 18

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(16.60 × 16.60) = 16.60 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (16.60 / 0.3) $^{-3/4}$ = 18,402 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.8000 + 0.3750) / 2 × 18,402	=	10,811	44 74
2	(0.3750 + 0.2000) / 2 × 18,402	=	5,290	45 73
3	(0.2000 + 0.3000) / 2 × 18,402	=	4,600	46 72
4	(0.3000 + 0.6600) / 2 × 18,402	=	8,833	47 71
5	(0.6600 + 0.6600) / 2 × 18,402	=	12,145	48to56 62to70
6	(0.6600 + 0.5750) / 2 × 18,402	=	11,363	57 61
7	(0.5750 + 0.5750) / 2 × 18,402	=	10,581	58to60

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

6.2 활하중 ····· LC02~07

(1) 노면 활하중

도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB24 기준)

$D/B_0 \geqq 0.5$		
토피고(D, m)	노면활하중(Pvl, kN/m²)	비 고
1.0	39.000	* 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용.
1.5	25.000	
2.0	18.000	
2.5	14.000	
3.0	11.000	
3.5이상	10.000	

D/B0 < 0.5		
D/B0	Pvl × D, kN/m2	비 고
0.1	17.000	* D/B0의 중간 값은, Pvl × D의 상위값을 적용 *D/B0 중노면활하중 (Pvl)은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.000	
0.3	33.000	
0.4이상	36.000	

D/B_0 = 5.500 / 10.200 = 0.539

노면활하중 Pvl = 10.000 kN/㎡

노면활하중에 의한 측압 (hl) = 10.000 × 0.500 = 5 kN/㎡

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (W_{L1}) ∴ W_{L1} = **10.000** kN/m^2

② 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 10.000 × 0.500 ∴ W_{L2} = **5.000** kN/m^2

6.2-1 활하중 (본선부에 추가 적용) ····· LC02-1 , LC03-1 , LC04-1

D/B_0 = 2.720 / 10.050 = 0.271

노면활하중 Pvl = 12.132 kN/㎡

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (W_{L1}) ∴ W_{L1} = **12.132** kN/m^2

6.3 토압 (연직하중 - 지하수가 없을 경우) ····· LC8

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000 kN/m^2
· 수목하중	:				=	10.000 kN/m^2
· 토 사	:	2.670	×	19.00	=	50.730 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		**61.805** kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350 kN/m^2
· 토 사	:	5.000	×	19.00	=	95.000 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		**106.425** kN/m^2

6.3-1 토압 (연직하중 - 지하수가 없을 경우) ····· LC8-1

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000	kN/m^2	
· 수목하중	:				=	0.000	kN/m^2	(수목하중 X)
· 토 사	:	2.670	×	19.00	=	50.730	kN/m^2	
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2	
			∴	Total W_{D4} =		**51.805**	kN/m^2	

② 상부슬래브 : 램프

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350	kN/m^2
· 토 사	:	5.000	×	19.00	=	95.000	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
			∴	Total W_{D4} =		**106.425**	kN/m^2

6.4 토압 (연직하중 - 지하수가 있는 경우 : GL -1.000 m) ····· LC9

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000	kN/m^2	
· 수목하중	:				=	10.000	kN/m^2	
· 흙 (지하수위 이상)	:	1.000	×	19.00	=	19.000	kN/m^2	
· 흙 (지하수위 이하)	:	1.670	×	10.00	=	16.700	kN/m^2	
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2	
			∴	Total W_{D5} =		**46.775**	kN/m^2	

② 상부슬래브 : 램프

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	0.550	×	19.00	=	10.450	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	4.450	×	10.00	=	44.500	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
			∴	Total W_{D5} =		**66.375**	kN/m^2

6.4-1 토압 (연직하중 - 지하수가 있는 경우 : GL -1.000 m) ····· LC9-1

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000	kN/m^2	
· 수목하중	:				=	0.000	kN/m^2	(수목하중 X)
· 흙 (지하수위 이상)	:	1.000	×	19.00	=	19.000	kN/m^2	
· 흙 (지하수위 이하)	:	1.670	×	10.00	=	16.700	kN/m^2	
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2	
			∴	Total W_{D5} =		**36.775**	kN/m^2	

② 상부슬래브 : 램프

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	0.550	×	19.00	=	10.450	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	4.450	×	10.00	=	44.500	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
			∴	Total W_{D5} =		**66.375**	kN/m^2

6.5 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.45 × 23.00 + (2.72 + 0.90 / 2) × 19.0]
= 35.290 kN/m²

· W_{h2} = 35.290 + 0.500 × [2.980 x 19.0] = 63.600 kN/m²

· W_{h3} = 63.600 + 0.500 × [5.140 x 19.0] = 112.430 kN/m²

· W_{h4} = 63.600 + 0.500 × [2.720 x 19.0] = 89.440 kN/m²

· W_{h5} = 89.440 + 0.500 × [2.420 x 19.0] = 112.430 kN/m²

6.6토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.45 × 23.00 + 0.55 × 19.00 + (1.72 + 0.90 / 2) × 10.0]
= 21.250 kN/m²

· W_{h2} = 21.250 + 0.500 × [2.980 x 10.0] = 36.150 kN/m²

· W_{h3} = 36.150 + 0.500 × [5.140 x 10.0] = 61.850 kN/m²

· W_{h4} = 36.150 + 0.500 × [2.720 x 10.0] = 49.750 kN/m²

· W_{h5} = 49.750 + 0.500 × [2.420 x 10.0] = 61.850 kN/m²

6.7 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 상부슬래브 : 본선

· W_{w1} = (1.72 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = 17.200 kN/m²

② 상부슬래브 : 램프

· W_{w1} = (4.50 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = 45.000 kN/m²

③ 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{w1} = (2.72 + 6.650 - 1.00) × 10.0 = 83.700 kN/m²

④ 램프, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{w1} = (5.50 + 6.440 - 1.00) × 10.0 = 109.400 kN/m²

6.8 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

· W_{w1} = (2.72 - 1.00 + 0.90 / 2) × 10.0 = 21.700 kN/m²

· W_{w2} = 21.700 + (2.980) x 10.0 = 51.500 kN/m²

· W_{w3} = 51.500 + (5.140) x 10.0 = 102.900 kN/m²

· W_{w4} = 51.500 + (2.720) x 10.0 = 78.700 kN/m²

· W_{w5} = 78.700 + (2.420) x 10.0 = 102.900 kN/m²

6.9 건조수축 : - 15℃ (상부슬래브만 재하) ····· LC14

건조수축률 ε = 0.00015

온도선팽창계수 α = 0.00001

6.10 부등침하 : ····· LC15

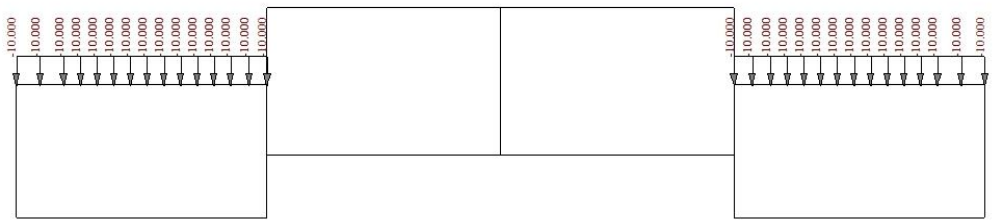
부등 침하량 차이 δ = 3.47mm 지반조사보고서 참조

7. 하중재하도

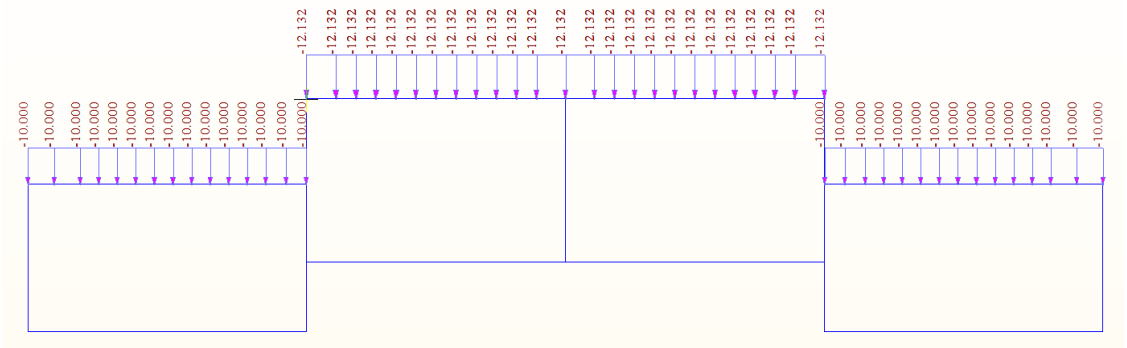
LC1. 고정하중(자중)

프로그램내에서 자동 계산

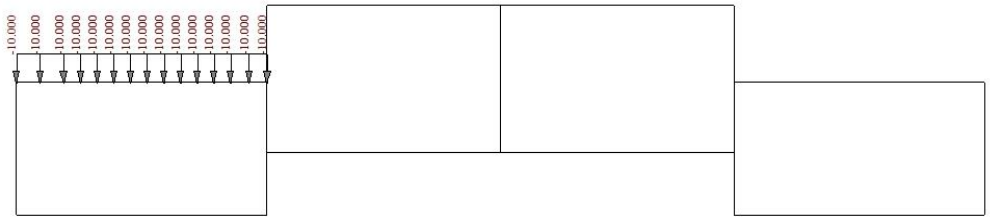
LC2. 활하중(연직하중 만재하시)



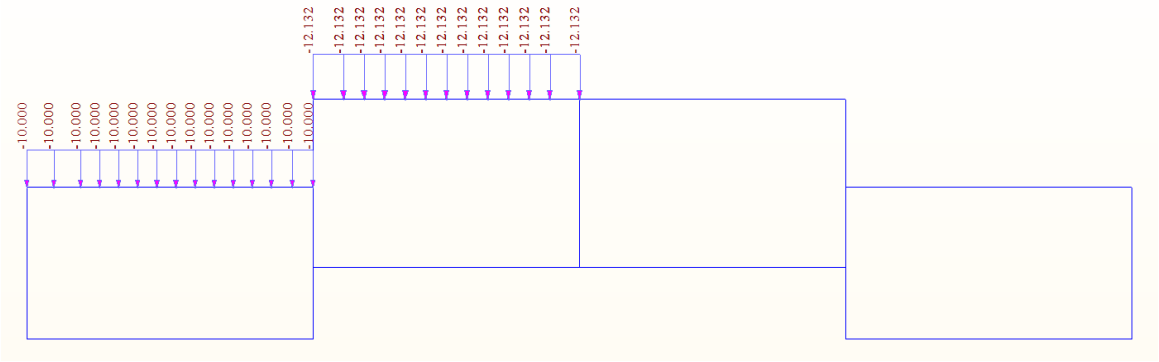
LC2-1. 활하중(연직하중 만재하시)



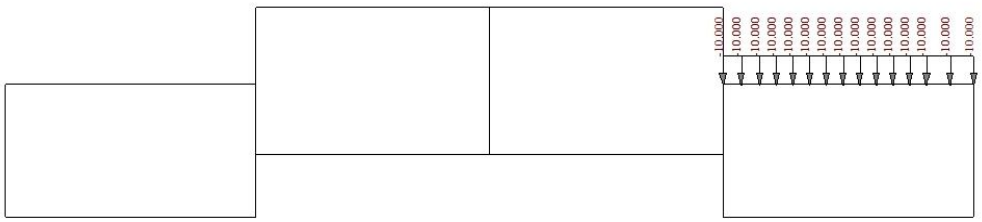
LC3. 활하중(연직하중 좌측편재하시)



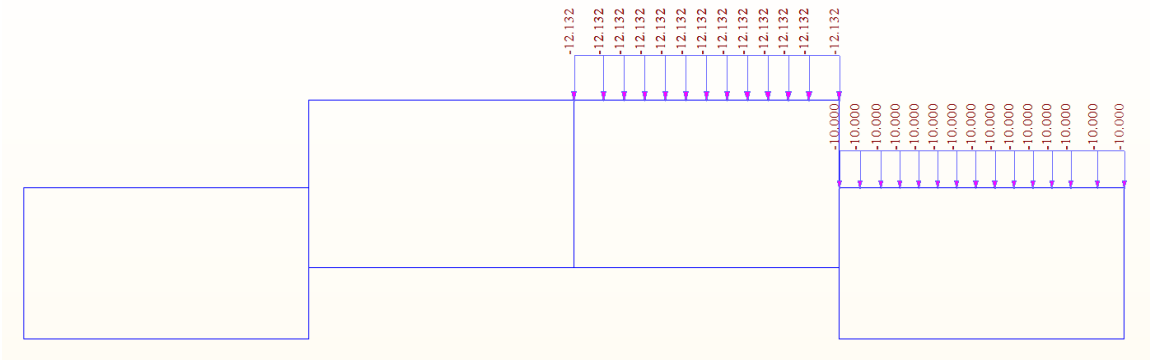
LC3-1. 활하중(연직하중 좌측편재하시)



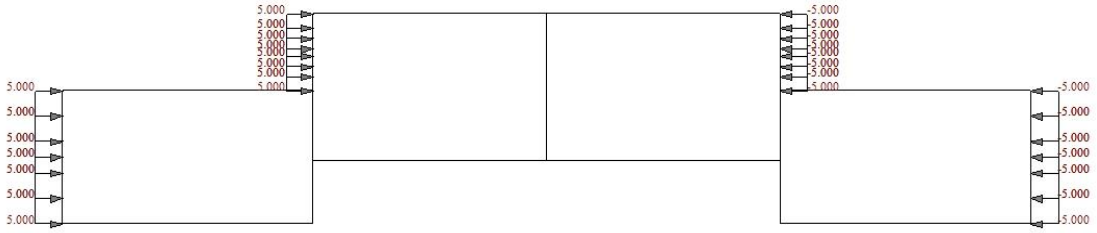
LC4. 활하중(연직하중 우측편재하시)



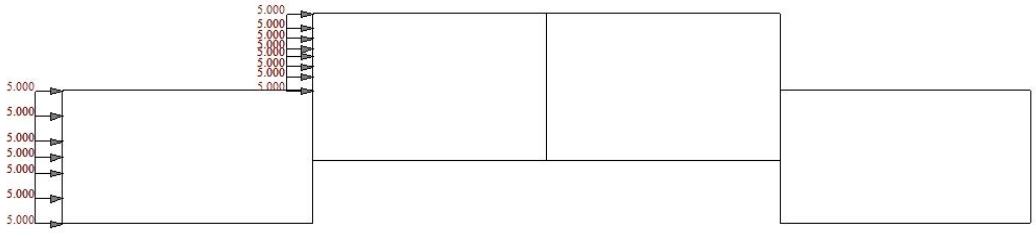
LC4-1. 활하중(연직하중 우측편재하시)



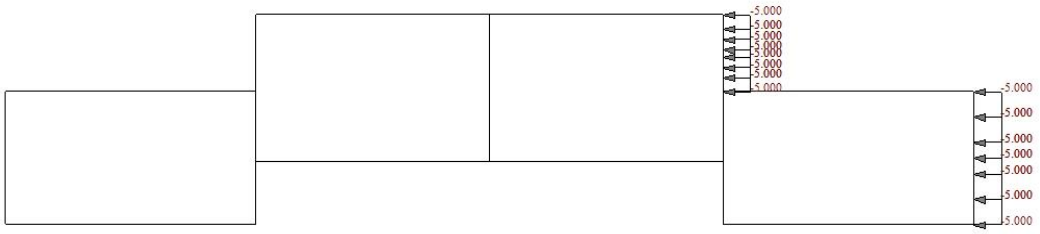
LC5. 활하중(수평하중 만재하시)



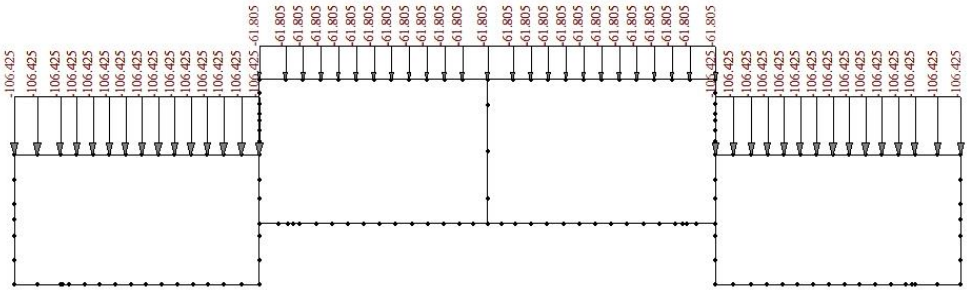
LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)



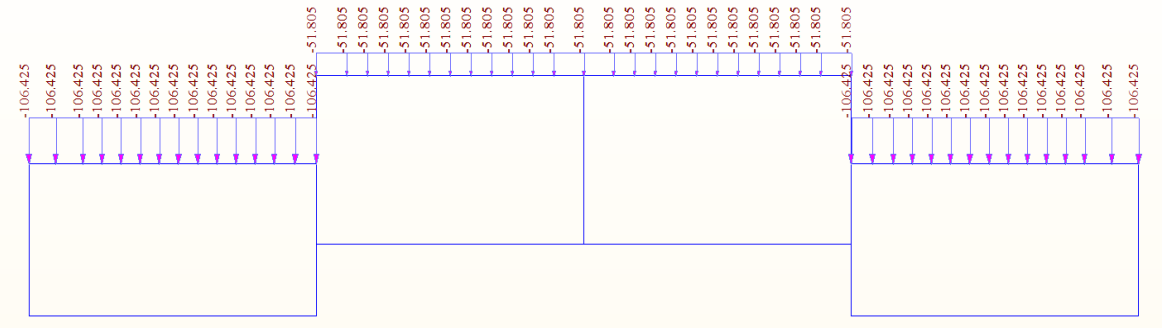
LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)



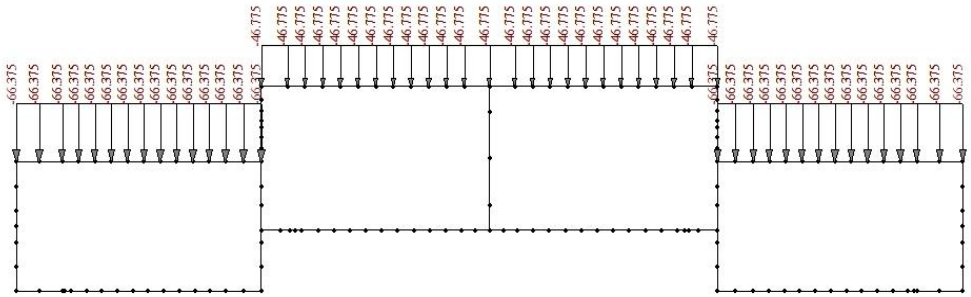
LC8. 토압(연직하중 지하수無)



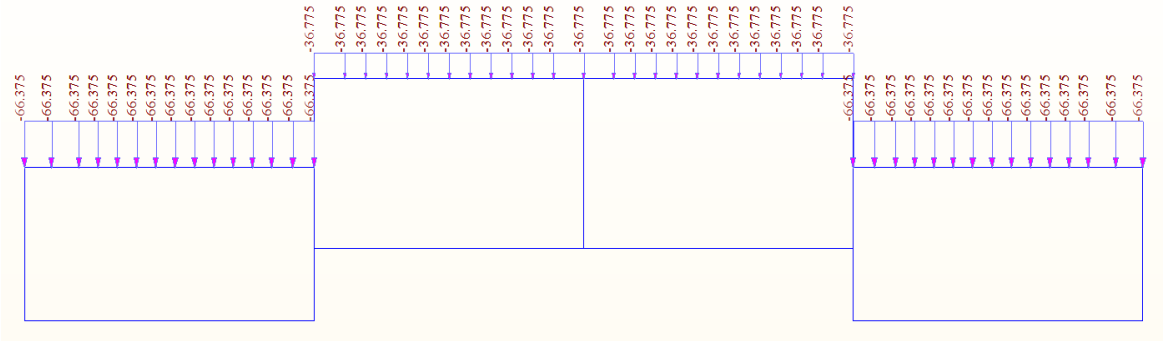
LC8-1. 토압(연직하중 지하수無)



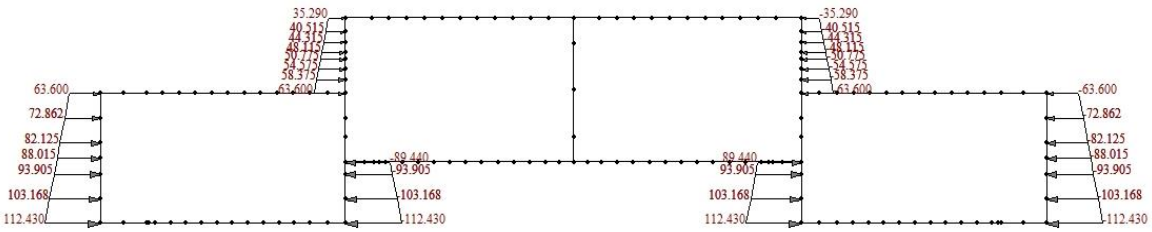
LC9. 토압(연직하중 지하수有)



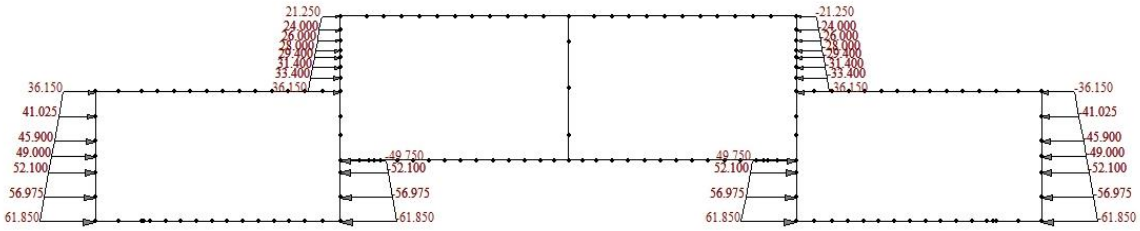
LC9-1. 토압(연직하중 지하수有)



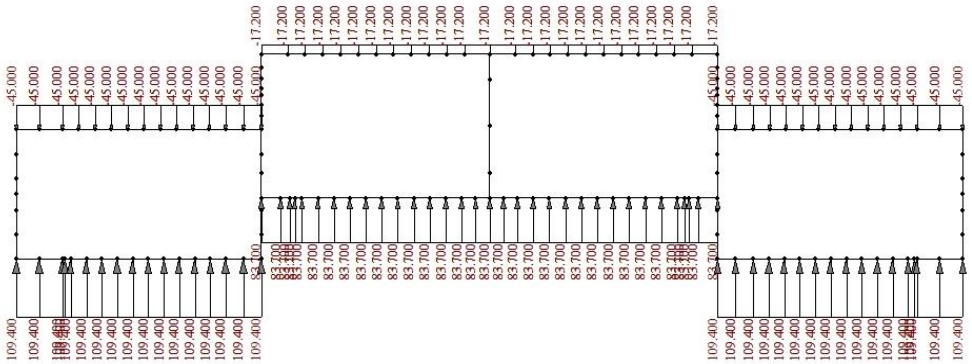
LC10. 토압(수평하중 지하수無)



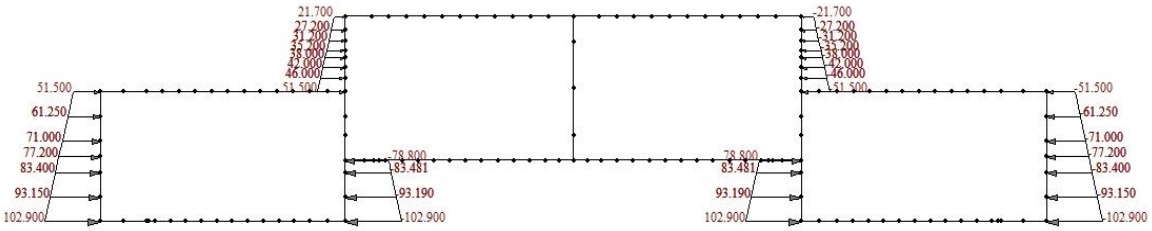
LC11. 토압(수평하중 지하수有)



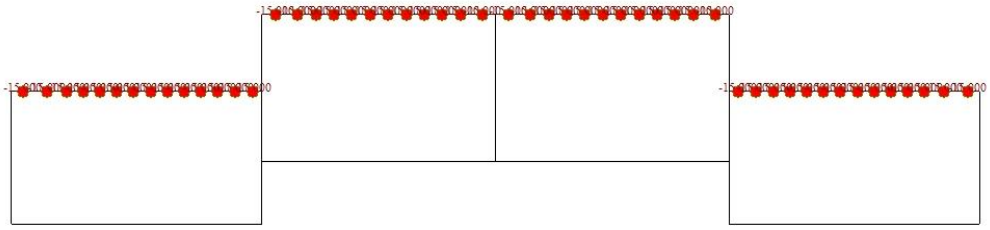
LC12. 수압(연직하중)



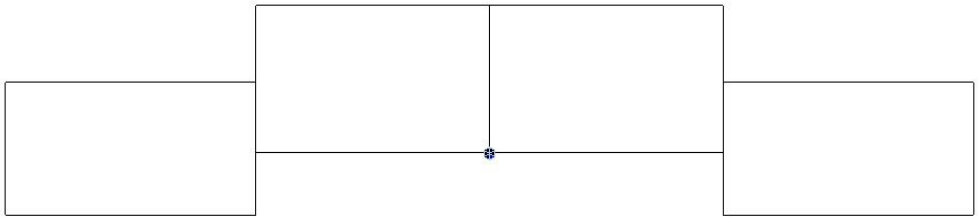
LC13. 수압(수평하중)



LC14. 건조수축하중



LC15. 부등침하



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.05 − 0.025h ≥ 0.875

적용토피 = 3.000 m α_H = 1.05 − 0.025 × 3.00

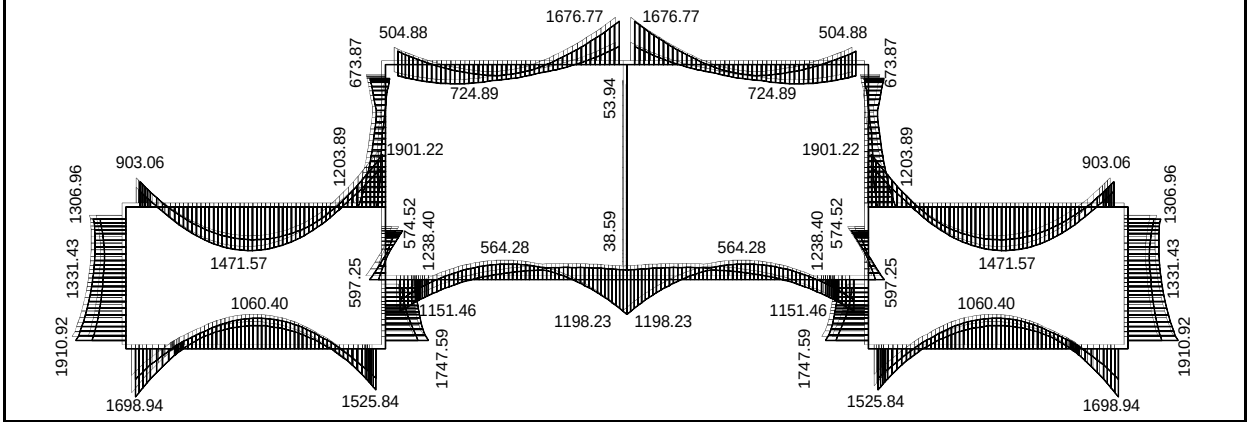
= 0.975 ≥ 0.875 ∴ α_H = 0.975

하중조합		고정하중	활하중									토압						수압		건조수축	부등침하	비고
		자중	연직하중						수평하중			연직하중				수평하중		연직수압	수평수압			
			만재하		편재하				만재하	편재하		지하수無		지하수有		지하수無	지하수有					
					좌측		우측			좌측	우측											
		LC01	LC02	LC02-1	LC03	LC03-1	LC04	LC04-1	LC05	LC06	LC07	LC8	LC8-1	LC9	LC9-1	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC15	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60						1.60			1.56				1.60				1.20	1.20	
	UCOMB01-1	1.20		1.60					1.60				1.56			1.60				1.20	1.20	
	UCOMB02	1.20			1.60					1.60		1.56				1.60				1.20	1.20	
	UCOMB02-1	1.20				1.60				1.60			1.56			1.60				1.20	1.20	
	UCOMB03	1.20					1.60				1.60	1.56				1.60				1.20	1.20	
	UCOMB03-1	1.20						1.60			1.60		1.56			1.60				1.20	1.20	
	UCOMB04	1.20	1.60						1.60					1.56			1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB04-1	1.20		1.60					1.60						1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB05	1.20			1.60					1.60				1.56			1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB05-1	1.20				1.60				1.60					1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB06	1.20					1.60				1.60			1.56			1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB06-1	1.20						1.60			1.60				1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB07	1.20	1.60						0.80			1.56				0.80				1.20	1.20	
	UCOMB07-1	1.20		1.60					0.80				1.56			0.80				1.20	1.20	
	UCOMB08	1.20			1.60					0.80		1.56				0.80				1.20	1.20	
	UCOMB08-1	1.20				1.60				0.80			1.56			0.80				1.20	1.20	
	UCOMB09	1.20					1.60				0.80	1.56				0.80				1.20	1.20	
	UCOMB09-1	1.20						1.60			0.80		1.56			0.80				1.20	1.20	
	UCOMB10	1.20	1.60						0.80					1.56			0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB10-1	1.20		1.60					0.80						1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB11	1.20			1.60					0.80				1.56			0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB11-1	1.20				1.60				0.80					1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB12	1.20					1.60				0.80			1.56			0.80	1.56	0.80	1.20	12.0	
	UCOMB12-1	1.20						1.60			0.80				1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	12.00	
	UCOMB13	0.90										1.60				1.60						
	UCOMB14	0.90												1.60			1.60	1.60	1.60			
	UCOMB15	0.90										1.60				1.60						
	UCOMB16	0.90												1.60			1.60	1.60	1.60			

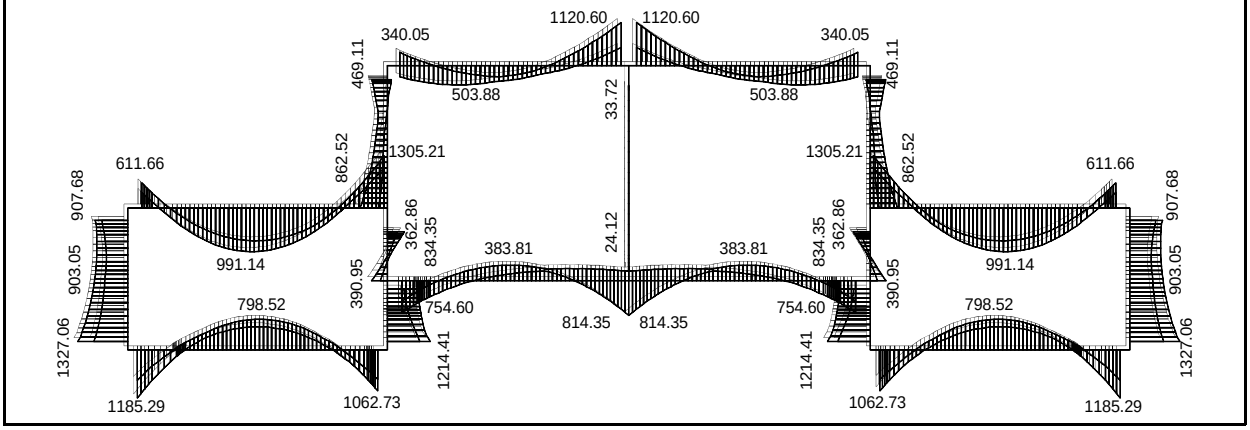
사용하중조합																					
	WCOMB01	1.00	1.00						1.00			1.00				1.00				1.00	1.00	
	WCOMB01-1	1.00		1.00					1.00				1.00			1.00				1.00	1.00	
	WCOMB02	1.00			1.00					1.00		1.00				1.00				1.00	1.00	
	WCOMB02-1	1.00				1.00				1.00			1.00			1.00				1.00	1.00	
	WCOMB03	1.00					1.00				1.00	1.00				1.00				1.00	1.00	
	WCOMB03-1	1.00						1.00			1.00		1.00			1.00				1.00	1.00	
	WCOMB04	1.00	1.00						1.00					1.00			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB04-1	1.00		1.00					1.00						1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB05	1.00			1.00					1.00				1.00			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB05-1	1.00				1.00				1.00					1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB06	1.00					1.00				1.00			1.00			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB06-1	1.00						1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB07	1.00	1.00						0.50			1.00				0.50				1.00	1.00	
	WCOMB07-1	1.00		1.00					0.50				1.00			0.50				1.00	1.00	
	WCOMB08	1.00			1.00					0.50		1.00				0.50				1.00	1.00	
	WCOMB08-1	1.00				1.00				0.50			1.00			0.50				1.00	1.00	
	WCOMB09	1.00					1.00				0.50	1.00				0.50				1.00	1.00	
	WCOMB09-1	1.00						1.00			0.50		1.00			0.50				1.00	1.00	
	WCOMB10	1.00	1.00						0.50					1.00			0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB10-1	1.00		1.00					0.50						1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB11	1.00			1.00					0.50				1.00			0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB11-1	1.00				1.00				0.50					1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB12	1.00					1.00				0.50			1.00			0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB12-1	1.00						1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB13	1.00										1.00				1.00						
	WCOMB14	1.00												1.00			1.00	1.00	1.00			
	WCOMB15	1.00										1.00				1.00						
	WCOMB16	1.00												1.00			1.00	1.00	1.00			

9. 단면력도

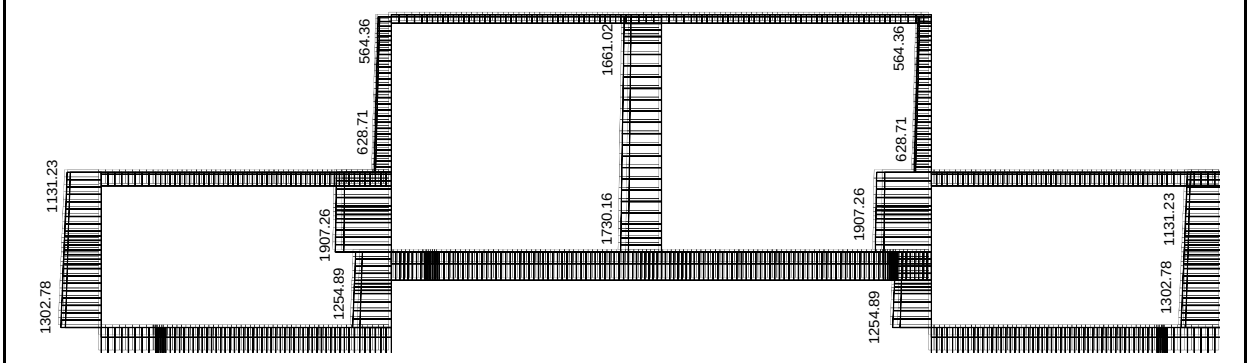
계수하중 – 모멘트도(B.M.D)



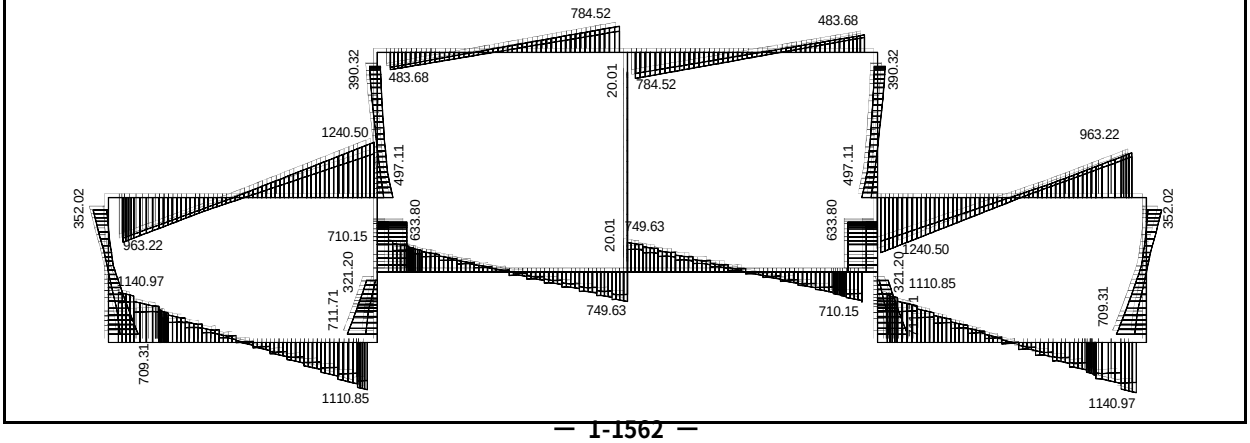
사용하중 – 모멘트도(B.M.D)



계수하중 – 축력도(A.F.D)



계수하중 – 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 상부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(ko.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
상 부 슬래브	램프벽체부	903.060		649.420	611.660	1447.230		710.800	1447.230	-	710.800	611.660	지진시	지진시
	램프중앙부	1471.570		0.000	991.140	1187.570		0.000	1471.570	-	0.000	991.140	상시	상시
	램프접합부	1901.220		926.700	1305.210	1989.290		836.270	1989.290	-	926.700	1305.210	지진시	상시
	본선접합부	504.880		407.630	336.360	758.190		449.220	758.190	0.000	449.220	336.360	지진시	지진시
	본선중앙부	724.890		0.000	503.880	472.770		0.000	724.890	0.000	0.000	503.880	상시	상시
	중앙벽체부	1676.770		687.940	1120.600	947.490		463.870	1676.770	0.000	687.940	1120.600	상시	상시

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	1698.940	-	750.430	1185.290	1659.910	-	704.190	1698.940	-	750.430	1185.290	상시	상시
	램프중앙부	1060.400	-	0.000	798.520	1154.240	-	0.000	1154.240	-	0.000	798.520	지진시	상시
	램프접합부	1525.840	-	788.110	1062.730	1415.620	-	725.270	1525.840	-	788.110	1062.730	상시	상시
	본선접합부	1151.460	-	594.340	754.600	1016.920	0.000	558.540	1151.460	0.000	594.340	754.600	상시	상시
	본선중앙부	565.280	-	0.000	383.660	459.670	0.000	0.000	565.280	0.000	0.000	383.660	상시	상시
	중앙벽체부	1198.230	-	543.780	814.350	978.490	0.000	435.020	1198.230	0.000	543.780	814.350	상시	상시
	램프측구	298.440	-	716.770	234.920	696.140	0.000	673.520	696.140	0.000	716.770	234.920	지진시	상시
	본선측구	767.780	-	555.340	493.470	629.300	0.000	524.490	767.780	0.000	555.340	493.470	상시	상시

※ 벽체

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
램프 벽체	상단부	Mmax	1306.960	1091.070	269.420	907.680	1783.820	549.350	416.620	1783.820	549.350	416.620	907.680	지진시	지진시
		Pmax	1184.110	1131.230	269.420	907.680	325.290	1047.240	416.620	1184.110	1131.230	416.620	907.680	상시	지진시
	중앙부(-)	Mmax	1331.430	1222.460	0.000	903.050	1323.090	707.730	0.000	1331.430	1222.460	0.000	903.050	상시	상시
		Pmax	1331.430	1222.460	0.000	903.050	505.920	1078.210	0.000	1331.430	1222.460	0.000	903.050	상시	상시
	하단부	Mmax	1910.920	1302.780	306.870	1327.060	1877.720	1596.100	369.300	1910.920	1302.780	369.300	1327.060	상시	지진시
		Pmax	1910.920	1302.780	306.870	1327.060	551.620	1149.830	369.300	1910.920	1302.780	369.300	1327.060	상시	지진시
접합부 상단 벽체	상단부	Mmax	673.870	549.800	418.680	469.110	820.400	227.050	369.170	820.400	227.050	418.680	469.110	지진시	상시
		Pmax	666.360	564.360	418.680	469.110	146.380	589.740	369.170	146.380	589.740	418.680	469.110	지진시	상시
	하단부	Mmax	1203.890	628.710	448.400	862.520	982.270	295.370	321.100	1203.890	628.710	448.400	862.520	상시	상시
		Pmax	1203.890	628.710	448.400	862.520	145.080	637.620	321.100	145.080	637.620	448.400	862.520	지진시	상시
접합부 하단 벽체	상단부	Mmax	1238.400	1174.580	321.200	834.350	1034.540	998.250	348.870	1238.400	1174.580	348.870	834.350	상시	지진시
		Pmax	1238.400	1174.580	321.200	834.350	1034.540	998.250	348.870	1238.400	1174.580	348.870	834.350	상시	지진시
	하단부	Mmax	1747.590	1254.890	544.080	1214.410	1612.840	1115.740	476.990	1747.590	1254.890	544.080	1214.410	상시	상시
		Pmax	1747.590	1254.890	544.080	1214.410	1612.840	1115.740	476.990	1747.590	1254.890	544.080	1214.410	상시	상시

※ 벽체

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
접합부 중간벽체	상단부	Mmax	574.520	1893.460	633.800	362.860	700.620	1518.110	726.390	700.620	1518.110	726.390	362.860	지진시	지진시
		Pmax	513.660	1907.260	633.800	362.860	627.990	1531.910	726.390	513.660	1907.260	726.390	362.860	상시	지진시
	하단부	Mmax	597.250	1931.970	633.800	390.950	641.770	995.950	729.490	641.770	995.950	729.490	390.950	지진시	지진시
		Pmax	597.250	1931.970	633.800	390.950	264.590	1556.620	729.490	597.250	1931.970	729.490	390.950	상시	지진시
중앙부 벽체	상단부	Mmax	53.940	1646.310	20.010	33.720	231.450	1081.780	95.440	231.450	1081.780	95.440	33.720	지진시	지진시
		Pmax	53.940	1661.020	20.010	33.720	202.920	1096.490	95.440	53.940	1661.020	95.440	33.720	상시	지진시
	하단부	Mmax	38.590	1730.160	20.010	24.120	229.340	1165.630	104.340	229.340	1165.630	104.340	24.120	지진시	지진시
		Pmax	38.590	1730.160	20.010	24.120	229.340	1165.630	104.340	38.590	1730.160	104.340	24.120	상시	지진시

11. 단면 설계 정리

※ 상부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
상부슬래브	램프 벽체부	903.06	611.66	-	1447.23	1447.23	710.80	2309.76		1.00	1.467 1.367	0.100	H29@250 + H29@250		**1.60**	628.84	125.00
	램프 중앙부	1471.57	991.14	-	1187.57	1471.57		2053.48		1.00	1.300 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		**1.40**	452.83	125.00
	램프 접합부	1901.22	1305.21	-	1989.29	1989.29	926.70	2832.70	1732.70	1.00	1.467 1.367	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	**1.42**	274.67	125.00
	본선 접합부	504.88	336.36		758.19	758.19	449.22	1283.60		1.00	1.067 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		**1.69**	633.00	125.00
	본선 중앙부	724.89	503.88		472.77	724.89		834.97		1.00	0.900 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		**1.15**	320.50	125.00
	중앙 벽체부	1676.77	1120.60		947.49	1676.77	687.94	1968.61	1155.14	1.00	1.067 0.967	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	**1.17**	184.09	125.00

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	1698.94	1185.29		1659.91	1698.94	750.43	2053.48		1.00	1.300 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		**1.21**	222.94	125.00
	램프 중앙부	1060.40	798.52		1154.24	1154.24		1632.75		1.00	1.300 1.220	0.080	H25@250 + H25@250		**1.41**	439.56	125.00
	램프 접합부	1525.84	1062.73		1415.62	1525.84	788.11	2053.48		1.00	1.300 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		**1.35**	267.54	125.00
	본선 접합부	1151.46	754.60		1016.92	1151.46	594.34	1867.80		1.00	1.000 0.920	0.080	H32@250 + H32@250		**1.62**	395.86	125.00
	본선 중앙부	565.28	383.66		459.67	565.28		940.26		1.00	1.000 0.920	0.080	H22@250 + H22@250		**1.66**	556.60	125.00
	중앙 벽체부	1198.23	814.35		978.49	1198.23	543.78	1529.29		1.00	1.000 0.920	0.080	H29@250 + H29@250		**1.28**	256.39	125.00
	램프측구	298.44	234.92		696.14	696.14	716.77	1581.71	1371.72	1.00	1.030 0.950	0.080	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	**2.27**	1204.59	125.00
	본선측구	767.78	493.47		629.30	767.78	555.34	1392.55	1078.13	1.00	0.800 0.700	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	**1.81**	429.12	125.00

※ 벽체

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
램프 벽체	상단부 Mmax	1306.96	907.68	549.35	1783.82	1783.82	416.62	3180.70		1.00	1.567 / 1.467	0.100	H29@250 + H29@250		**1.78**	397.04	125.00
	상단부 Pmax	1184.11	907.68	1131.23	325.29	1184.11	416.62	5835.76		1.00	1.567 / 1.467	0.100	H29@250 + H29@250		**4.93**	397.04	125.00
	중앙부(-) Mmax	1331.43	903.05	1222.46	1323.09	1331.43		4469.71		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		**3.36**	328.27	125.00
	중앙부(-) Pmax	1331.43	903.05	1222.46	505.92	1331.43		4469.71		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		**3.36**	328.27	125.00
	하단부 Mmax	1910.92	1327.06	1302.78	1877.72	1910.92	369.30	3688.35		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		**1.93**	155.09	125.00
	하단부 Pmax	1910.92	1327.06	1302.78	551.62	1910.92	369.30	3688.35		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		**1.93**	155.09	125.00

※ 벽체

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
접합부 상단벽체	상단부 Mmax	673.87	469.11	227.05	820.40	820.40	418.68	1474.38		1.00	1.067 / 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		**1.80**	391.91	125.00
	상단부 Pmax	666.36	469.11	589.74	146.38	146.38	418.68	2691.83		1.00	1.067 / 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		**18.39**	391.91	125.00
	하단부 Mmax	1203.89	862.52	628.71	982.27	1203.89	448.40	1641.64		1.00	0.900 / 0.800	0.100	H29@250 + H29@250		**1.36**	129.34	125.00
	하단부 Pmax	1203.89	862.52	637.62	145.08	145.08	448.40	2055.84		1.00	0.900 / 0.800	0.100	H29@250 + H29@250		**14.17**	129.34	125.00
접합부 하단벽체	상단부 Mmax	1238.40	834.35	1174.58	1034.54	1238.40	348.87	4629.74		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		**3.74**	372.90	125.00
	상단부 Pmax	1238.40	834.35	1174.58	1034.54	1238.40	348.87	4629.74		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		**3.74**	372.90	125.00
	하단부 Mmax	1747.59	1214.41	1254.89	1612.84	1747.59	544.08	3826.49		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		**2.19**	189.30	125.00
	하단부 Pmax	1747.59	1214.41	1254.89	1612.84	1747.59	544.08	3826.49		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		**2.19**	189.30	125.00

접합부 중간벽체	상단부 Mmax	574.52	362.86	1518.11	700.62	700.62	726.39	1627.13	851.93	1.00	0.717 / 0.637	0.080	H32@250 + H32@250	H19@150 - 2EA	**2.32**	734.70	125.00
	상단부 Pmax	513.66	362.86	1907.26	627.99	513.66	726.39	1434.57	863.77	1.00	0.717 / 0.637	0.080	H32@250 + H32@250	H19@150 - 2EA	**2.79**	734.70	125.00
	하단부 Mmax	597.25	390.95	995.95	641.77	641.77	729.49	1045.66	845.22	1.00	0.550 / 0.470	0.080	H32@250 + H32@250	H19@150 - 2EA	**1.63**	459.66	125.00
	하단부 Pmax	597.25	390.95	1931.97	264.59	597.25	729.49	957.53	882.33	1.00	0.550 / 0.470	0.080	H32@250 + H32@250	H19@150 - 2EA	**1.60**	459.66	125.00
중앙부 벽체	상단부 Mmax	53.94	33.72	1081.78	231.45	231.45	95.44	1061.42		1.00	0.667 / 0.587	0.080	H16@250 + H16@250		**4.59**	2184.94	125.00
	상단부 Pmax	53.94	33.72	1661.02	202.92	53.94	95.44	331.22		1.00	0.667 / 0.587	0.080	H16@250 + H16@250		**6.14**	2184.94	125.00
	하단부 Mmax	38.59	24.12	1165.63	229.34	229.34	104.34	614.77		1.00	0.500 / 0.420	0.080	H16@250 + H16@250		**2.68**	2165.12	125.00
	하단부 Pmax	38.59	24.12	1730.16	229.34	38.59	104.34	174.67		1.00	0.500 / 0.420	0.080	H16@250 + H16@250		**4.53**	2165.12	125.00

12. 단면설계

12.1 상부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1466.667	1366.667	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1447.230	710.800	611.660	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 55.407 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 464666.667 As - 1447230000 = 0

∴ Required As = 3178.997 ㎟ [p = 0.00233]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 30032.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4438.380 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4238.662 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 65.185 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1366.667 - 65.185) / 65.185

= 0.0599

· ε_t = 0.0599 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2309.759 kN.m > Mu = 1447.230 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN > Vu = 710.800 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 710.800 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00376

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 279.659 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.435 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 93.462 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 93.462 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 628.841 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 674.073 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 628.841 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1471.570	0.000	991.140	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 63.485 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1471570000 = 0

∴ Required As = 3642.431 ㎟ [p = 0.00299]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4856.575 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 74.688 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 74.688) / 74.688

= 0.0460

· ε_t = 0.0460 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2053.484 kN.m > Mu = 1471.570 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00421

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 262.474 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.669 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 170.293 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 170.293 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 452.833 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 493.266 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 452.833 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1466.667	1366.667	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1989.290	926.700	1305.210	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 76.773 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 464666.667 As - 1989290000 = 0

∴ Required As = 4404.833 ㎟ [p = 0.00322]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 30032.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4438.380 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5873.111 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 90.321 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1366.667 - 90.321) / 90.321

= 0.0424

· ε_t = 0.0424 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2832.697 kN.m > Mu = 1989.290 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 926.700 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 926.700 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 61.365 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 61.365 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 926.700 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00465

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.225

· j = 1 - k / 3 = 0.925

· x = k·d = 307.012 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.725 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 162.480 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 162.480 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 274.675 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 387.740 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 274.675 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
758.190	449.220	336.360	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 41.080 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 758190000 = 0

∴ Required As = 2356.947 ㎟ [p = 0.00244]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3142.596 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 48.329 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 48.329) / 48.329

= 0.0570

· ε_t = 0.0570 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1283.597 kN.m > Mu = 758.190 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 449.220 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 449.220 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.557 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.611 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 92.457 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 92.457 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 633.001 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 681.400 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 633.001 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
724.890	0.000	503.880	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 46.643 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 724890000 = 0

∴ Required As = 2676.148 ㎟ [p = 0.00326]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3568.197 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 54.874 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 54.874) / 54.874

= 0.0418

· ε_t = 0.0418 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 834.973 kN.m > Mu = 724.890 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 168.115 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.847 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 212.982 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 212.982 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 320.500 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 394.400 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 320.500 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1676.770	687.940	1120.600	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 93.435 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 1676770000 = 0

∴ Required As = 5360.813 ㎟ [p = 0.00555]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 7147.751 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 109.923 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 109.923) / 109.923
= 0.0234

· ε_t = 0.0234 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1968.607 kN.m > Mu = 1676.770 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN < Vu = 687.940 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 687.940 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 400 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 105.203 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 105.203 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 519.615 kN + 635.520 kN

= 1155.135 kN > Vu = 687.940 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00657

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.261

· j = 1 - k / 3 = 0.913

· x = k·d = 252.111 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 10.072 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 199.826 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 199.826 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 184.093 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 315.274 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 184.093 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 하부슬래브 단면검토

12.2.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1698.940	750.430	1185.290	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 73.607 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1698940000 = 0

∴ Required As = 4223.206 ㎟ [p = 0.00346]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5630.941 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 86.597 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 86.597) / 86.597

= 0.0393

· ε_t = 0.0393 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2053.484 kN.m > Mu = 1698.940 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 750.430 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN < Vu = 750.430 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00421

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 262.474 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.975 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 203.652 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 203.652 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 222.940 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 309.352 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 222.940 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1154.240	0.000	798.520	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 49.504 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1154240000 = 0

∴ Required As = 2840.267 ㎟ [p = 0.00233]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3787.022 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 58.239 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 58.239) / 58.239

= 0.0598

· ε_t = 0.0598 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1632.747 kN.m > Mu = 1154.240 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00332

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.194

· j = 1 - k / 3 = 0.935

· x = k·d = 236.277 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.923 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 172.611 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 172.611 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 25 / 2 = 67.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 439.556 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 486.644 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 439.556 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1525.840	788.110	1062.730	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 65.893 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1525840000 = 0

∴ Required As = 3780.591 ㎟ [p = 0.0031]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5040.788 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 77.521 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 77.521) / 77.521

= 0.0442

· ε_t = 0.0442 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2053.484 kN.m > Mu = 1525.840 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 788.110 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN < Vu = 788.110 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00421

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 262.474 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.150 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 182.594 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 182.594 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 267.535 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 345.028 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 267.535 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	920.000	920.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1151.460	594.340	754.600	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 66.568 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 312800.000 As - 1151460000 = 0

∴ Required As = 3819.313 ㎟ [p = 0.00415]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20217.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2987.788 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5092.418 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 78.315 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (920.000 - 78.315) / 78.315

= 0.0322

· ε_t = 0.0322 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1867.797 kN.m > Mu = 1151.460 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 597.558 kN > Vu = 594.340 kN

· 1/2·Øv·Vc = 298.779 kN < Vu = 594.340 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00691

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.266

· j = 1 - k / 3 = 0.911

· x = k·d = 245.029 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.347 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 141.672 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 141.672 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 395.860 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 444.688 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 395.860 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	920.000	920.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
565.280	0.000	383.660	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 32.056 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 312800.000 As - 565280000 = 0

∴ Required As = 1839.203 ㎟ [p = 0.002]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20217.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2987.788 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2452.271 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 37.713 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (920.000 - 37.713) / 37.713

= 0.0702

· ε_t = 0.0702 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 940.264 kN.m > Mu = 565.280 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 597.558 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 298.779 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00337

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.195

· j = 1 - k / 3 = 0.935

· x = k·d = 179.212 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.977 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 144.013 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 144.013 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 556.600 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 583.280 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 556.600 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	920.000	920.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1198.230	543.780	814.350	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 69.381 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 312800.000 As - 1198230000 = 0

∴ Required As = 3980.762 ㎟ [p = 0.00433]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20217.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2987.788 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5307.683 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 81.625 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (920.000 - 81.625) / 81.625

= 0.0308

· ε_t = 0.0308 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1529.286 kN.m > Mu = 1198.230 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 597.558 kN > Vu = 543.780 kN

· 1/2·Øv·Vc = 298.779 kN < Vu = 543.780 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00559

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.243

· j = 1 - k / 3 = 0.919

· x = k·d = 223.808 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.608 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 187.437 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 187.437 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 256.392 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 336.113 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 256.392 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1030.000	950.000	950.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
696.140	716.770	234.920	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 38.338 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 323000.000 As - 696140000 = 0

∴ Required As = 2199.615 ㎟ [p = 0.00232]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20876.250 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3325.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3085.216 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3325.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2932.820 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 45.103 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (950.000 - 45.103) / 45.103

= 0.0602

· ε_t = 0.0602 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1581.706 kN.m > Mu = 696.140 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 617.043 kN < Vu = 716.770 kN

· 1/2·Øv·Vc = 308.522 kN < Vu = 716.770 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 475 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 52.488 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 52.488 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 617.043 kN + 754.680 kN

= 1371.723 kN > Vu = 716.770 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00541

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.240

· j = 1 - k / 3 = 0.920

· x = k·d = 227.930 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.358 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 52.300 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 52.300 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 1341.987 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 1204.590 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1204.590 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	800.000	700.000	700.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
767.780	555.340	493.470	100.000	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 58.686 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 238000.000 As - 767780000 = 0

∴ Required As = 3367.111 ㎟ [p = 0.00481]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 15382.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2450.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2273.317 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2450.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4489.481 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 69.042 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (700.000 - 69.042) / 69.042

= 0.0274

· ε_t = 0.0274 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1392.547 kN.m > Mu = 767.780 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 484.974 kN < Vu = 555.340 kN

· 1/2·Øv·Vc = 242.487 kN < Vu = 555.340 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 350 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 47.120 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 47.120 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 484.974 kN + 593.152 kN

= 1078.126 kN > Vu = 555.340 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00908

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.299

· j = 1 - k / 3 = 0.900

· x = k·d = 208.987 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.492 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 123.216 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 123.216 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 429.121 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 511.296 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 429.121 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3 램프벽체 단면검토

12.3.1 램프 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1783.820	416.620	549.350	907.680
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3247.147	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0043] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 758.247 mm

· d" = X - H + d = 658.247 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 15694.744 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9235.923 kN.m

· eb = Mb / Pb = 588.472 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 123.197 mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 144.937 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 268.823 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 1152.398 kN

∴ a = 123.197 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2827.371 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 380.710 kN

· Ts = fs·As = 2055.680 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 4500.567 kN.m

· e' = e + X - dc = 3905.394 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000001 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - 144.937) / 144.937

= 0.02736

· ε_t = 0.0274 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 979.538 kN > Pu = 549.350 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 3180.704 kN.m > Mu = 1783.820 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 865.523 kN > Vu = 416.620 kN

· 1/2·Øv·Vc = 432.762 kN > Vu = 416.620 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.563 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 128.931 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 128.931 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 397.042 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 488.633 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 397.042 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.2 램프 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1184.110	416.620	1131.230	907.680
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1046.746	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

☐ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0043] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

☐ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 758.247 mm

· d" = X - H + d = 658.247 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 15694.744 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9235.923 kN.m

· eb = Mb / Pb = 588.472 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

☐ 공칭강도 검토

· a = 349.928 mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 411.680 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 400.000 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 6558.993 kN

∴ a = 349.928 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8030.848 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fs·As = 2055.680 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 11183.037 kN.m

· e' = e + X - dc = 1704.993 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - 411.680) / 411.680

= 0.00769

· ε_t = 0.0077 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 5575.144 kN > Pu = 1131.230 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 5835.757 kN.m > Mu = 1184.110 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 887.924 kN > Vu = 416.620 kN

· 1/2·Øv·Vc = 443.962 kN > Vu = 416.620 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √$((np)^2 + 2np)$ = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.563 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 128.931 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 128.931 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 397.042 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 488.633 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 397.042 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.3 램프 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1331.430	0.000	1222.460	903.050
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1089.140	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

☐ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

☐ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.595 mm

· d" = X - H + d = 575.595 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13743.994 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7537.842 kN.m

· eb = Mb / Pb = 548.446 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

☐ 공칭강도 검토

· a = 274.508 mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 322.951 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 400.000 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 4828.106 kN

∴ a = 274.508 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6299.959 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fs·As = 2055.680 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 8037.517 kN.m

· e' = e + X - dc = 1664.735 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - 322.951) / 322.951

= 0.00908

· ε_t = 0.0091 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 4103.890 kN > Pu = 1222.460 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 4469.710 kN.m > Mu = 1331.430 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 897.039 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 448.520 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.496 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 145.290 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 145.290 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 328.269 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 433.616 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 328.269 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.4 램프 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1331.430	0.000	1222.460	903.050
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1089.140	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

☐ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

☐ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.595 mm

· d" = X - H + d = 575.595 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13743.994 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7537.842 kN.m

· eb = Mb / Pb = 548.446 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

☐ 공칭강도 검토

· a = 274.508 mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 322.951 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 400.000 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 4828.106 kN

∴ a = 274.508 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6299.959 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fs·As = 2055.680 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 8037.517 kN.m

· e' = e + X - dc = 1664.735 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - 322.951) / 322.951

= 0.00908

· ε_t = 0.0091 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 4103.890 kN > Pu = 1222.460 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 4469.710 kN.m > Mu = 1331.430 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 897.039 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 448.520 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.496 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 145.290 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 145.290 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 328.269 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 433.616 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 328.269 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.5 램프 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1910.920	369.300	1302.780	1327.060
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1466.802	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.595 mm

· d" = X - H + d = 575.595 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13743.994 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7537.842 kN.m

· eb = Mb / Pb = 548.446 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 193.749 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 227.940 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 389.418 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 2958.299 kN

∴ a = 193.749 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4446.540 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 567.439 kN

· Ts = fs·As = 2055.680 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 6042.021 kN.m

· e' = e + X - dc = 2042.397 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - 227.940) / 227.940

= 0.01411

· ε_t = 0.0141 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 2514.554 kN > Pu = 1302.780 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 3688.352 kN.m > Mu = 1910.920 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 900.499 kN > Vu = 369.300 kN

· 1/2·Øv·Vc = 450.250 kN > Vu = 369.300 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.077 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 213.507 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 213.507 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 155.090 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 295.072 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 155.090 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.6 램프 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1910.920	369.300	1302.780	1327.060
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1466.802	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.595 mm

· d" = X - H + d = 575.595 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 583.824 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13743.994 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7537.842 kN.m

· eb = Mb / Pb = 548.446 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 193.749 mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 227.940 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 389.418 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 2958.299 kN

∴ a = 193.749 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4446.540 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 567.439 kN

· Ts = fs·As = 2055.680 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 6042.021 kN.m

· e' = e + X - dc = 2042.397 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - 227.940) / 227.940

= 0.01411

· ε_t = 0.0141 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 2514.554 kN > Pu = 1302.780 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 3688.352 kN.m > Mu = 1910.920 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 900.499 kN > Vu = 369.300 kN

· 1/2·Øv·Vc = 450.250 kN > Vu = 369.300 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.077 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 213.507 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 213.507 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 155.090 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 295.072 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 155.090 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.7 접합부 상단벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	820.400	418.680	227.050	469.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3613.301	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0057] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 520.882 mm

· d" = X - H + d = 420.882 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10457.115 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4424.601 kN.m

· eb = Mb / Pb = 423.119 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 83.671 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 98.436 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 112.374 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 480.050 kN

∴ a = 83.671 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 1920.249 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 181.245 kN

· Ts = fs·As = 1621.440 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1936.610 kN.m

· e' = e + X - dc = 4034.183 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000001 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 98.436) / 98.436

= 0.02646

· ε_t = 0.0265 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 408.043 kN > Pu = 227.050 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 1474.382 kN.m > Mu = 820.400 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 527.516 kN > Vu = 418.680 kN

· 1/2·Øv·Vc = 263.758 kN < Vu = 418.680 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.833 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.030 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 128.959 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 128.959 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 391.909 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 488.527 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 391.909 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.8 접합부 상단벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	146.380	418.680	589.740	469.110
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
248.211	0.850	0.70	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0057] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 520.882 mm

· d" = X - H + d = 420.882 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10457.115 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4424.601 kN.m

· eb = Mb / Pb = 423.119 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 666.449 mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 784.058 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 139.741 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 400.000 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 15492.758 kN

∴ a = 666.449 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15295.005 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fs·As = 566.454 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 10366.096 kN.m

· e' = e + X - dc = 669.093 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 784.058) / 784.058

= 0.00070

· ε_t = 0.0007 ≤ 0.002 이므로 압축지배단면 ⇒ Øf = 0.70 적용

∴ Ø Pn = 10844.931 kN > Pu = 589.740 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 2691.832 kN.m > Mu = 146.380 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 540.136 kN > Vu = 418.680 kN

· 1/2·Øv·Vc = 270.068 kN < Vu = 418.680 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.833 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.030 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 128.959 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 128.959 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 391.909 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 488.527 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 391.909 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.9 접합부 상단벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1203.890	448.400	628.710	862.520
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1914.857	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0080] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 432.164 mm

· d" = X - H + d = 332.164 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8072.125 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3449.664 kN.m

· eb = Mb / Pb = 427.355 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 114.130 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 134.270 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 242.512 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 1008.608 kN

∴ a = 114.130 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 2619.284 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 445.008 kN

· Ts = fs·As = 2055.680 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 2266.364 kN.m

· e' = e + X - dc = 2247.021 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000001 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - 134.270) / 134.270

= 0.01487

· ε_t = 0.0149 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 857.317 kN > Pu = 628.710 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 1641.640 kN.m > Mu = 1203.890 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 545.543 kN > Vu = 448.400 kN

· 1/2·Øv·Vc = 272.772 kN < Vu = 448.400 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.430 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 229.529 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 229.529 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 129.344 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 274.475 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 129.344 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.10 접합부 상단벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	145.080	448.400	637.620	862.520
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
227.534	0.850	0.70	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0080] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 432.164 mm

· d" = X - H + d = 332.164 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8072.125 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3449.664 kN.m

· eb = Mb / Pb = 427.355 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 558.386 mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 656.925 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 130.677 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 400.000 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 12907.582 kN

∴ a = 558.386 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 12814.959 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fs·As = 671.575 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 7224.348 kN.m

· e' = e + X - dc = 559.698 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - 656.925) / 656.925

= 0.00065

· ε_t = 0.0007 ≤ 0.002 이므로 압축지배단면 ⇒ Øf = 0.70 적용

∴ Ø Pn = 9035.307 kN > Pu = 637.620 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 2055.836 kN.m > Mu = 145.080 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 545.910 kN > Vu = 448.400 kN

· 1/2·Øv·Vc = 272.955 kN < Vu = 448.400 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 11.430 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 229.529 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 229.529 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 129.344 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 274.475 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 129.344 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.11 접합부 하단벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1238.400	348.870	1174.580	834.350
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1054.334	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 272.456 mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 320.537 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 400.000 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 5166.057 kN

∴ a = 272.456 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6252.865 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fs·As = 2055.680 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 8458.928 kN.m

· e' = e + X - dc = 1637.405 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - 320.537) / 320.537

= 0.00917

· ε_t = 0.0092 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 4391.148 kN > Pu = 1174.580 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 4629.738 kN.m > Mu = 1238.400 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 894.976 kN > Vu = 348.870 kN

· 1/2·Øv·Vc = 447.488 kN > Vu = 348.870 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.078 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 134.237 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 134.237 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 372.899 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 469.319 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 372.899 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.12 접합부 하단벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1238.400	348.870	1174.580	834.350
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1054.334	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 272.456 mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 320.537 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 400.000 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 5166.057 kN

∴ a = 272.456 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6252.865 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fs·As = 2055.680 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 8458.928 kN.m

· e' = e + X - dc = 1637.405 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - 320.537) / 320.537

= 0.00917

· ε_t = 0.0092 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 4391.148 kN > Pu = 1174.580 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 4629.738 kN.m > Mu = 1238.400 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 894.976 kN > Vu = 348.870 kN

· 1/2·Øv·Vc = 447.488 kN > Vu = 348.870 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.078 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 134.237 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 134.237 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 372.899 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 469.319 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 372.899 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.13 접합부 하단벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1747.590	544.080	1254.890	1214.410
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1392.624	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 189.874 mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 223.382 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 385.121 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 3232.567 kN

∴ a = 189.874 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4357.608 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 930.635 kN

· Ts = fs·As = 2055.680 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 6386.567 kN.m

· e' = e + X - dc = 1975.695 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - 223.382) / 223.382

= 0.01446

· ε_t = 0.0145 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 2747.682 kN > Pu = 1254.890 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 3826.488 kN.m > Mu = 1747.590 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 898.436 kN > Vu = 544.080 kN

· 1/2·Øv·Vc = 449.218 kN < Vu = 544.080 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.391 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 195.383 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 195.383 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 189.305 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 322.444 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 189.305 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.14 접합부 하단벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1747.590	544.080	1254.890	1214.410
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1392.624	0.850	0.85	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 189.874 mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 223.382 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 385.121 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 3232.567 kN

∴ a = 189.874 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4357.608 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 930.635 kN

· Ts = fs·As = 2055.680 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 6386.567 kN.m

· e' = e + X - dc = 1975.695 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - 223.382) / 223.382

= 0.01446

· ε_t = 0.0145 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Pn = 2747.682 kN > Pu = 1254.890 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 3826.488 kN.m > Mu = 1747.590 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 898.436 kN > Vu = 544.080 kN

· 1/2·Øv·Vc = 449.218 kN < Vu = 544.080 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.391 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 195.383 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 195.383 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 189.305 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 322.444 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 189.305 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.15 접합부 중간벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	700.620	726.390	1518.110	362.860
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
875.000	716.667	636.667	80.000	100.000	470.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
461.508	0.850	0.73	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5559.400	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]

☐ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0133] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

☐ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 382.000 mm

· a = β1·c = 324.700 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 14391563 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 339.621 mm

· d" = X - H + d = 259.621 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6520.382 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 1048.086 kN

· Ts = fy·As = 2223.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 5344.708 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2267.600 kN.m

· eb = Mb / Pb = 424.270 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

☐ 공칭강도 검토

· a = 299.714 mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 352.605 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 400.000 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 4842.963 kN

∴ a = 299.714 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6018.632 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 1048.086 kN

· Ts = fs·As = 2223.760 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 3492.401 kN.m

· e' = e + X - dc = 721.129 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (636.667 - 352.605) / 352.605

= 0.00242

· ε_t = 0.0024 , 0.002 < εt < 0.005 이므로 변화구간 단면 ⇒ Øf = 0.73 적용

∴ Ø Pn = 3525.677 kN > Pu = 1518.110 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 1627.128 kN.m > Mu = 700.620 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 313.305 kN < Vu = 726.390 kN

· 1/2·Øv·Vc = 156.653 kN < Vu = 726.390 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 235 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 114.844 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 439.452 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 439.452 ㎟

· USE Av = H 19 × 2 EA/M = 573.000 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 313.305 kN + 538.620 kN

= 851.925 kN > Vu = 726.390 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00998

· k = - np + $\sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.310

· j = 1 - k / 3 = 0.897

· x = k·d = 197.367 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.361 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 114.332 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 114.332 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 758.378 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 734.702 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 734.702 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.16 접합부 중간벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	513.660	726.390	1907.260	362.860
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
875.000	716.667	636.667	80.000	100.000	470.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
269.318	0.850	0.70	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5559.400	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]

☐ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0133] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

☐ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 382.000 mm

· a = β1·c = 324.700 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 14391563 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 339.621 mm

· d" = X - H + d = 259.621 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6520.382 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 1048.086 kN

· Ts = fy·As = 2223.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 5344.708 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2267.600 kN.m

· eb = Mb / Pb = 424.270 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

☐ 공칭강도 검토

· a = 390.710 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 459.659 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 231.051 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 400.000 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 7609.535 kN

∴ a = 390.710 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 7845.945 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 1048.086 kN

· Ts = fs·As = 1284.505 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 4024.980 kN.m

· e' = e + X - dc = 528.939 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (636.667 - 459.659) / 459.659

= 0.00116

· ε_t = 0.0012 ≤ 0.002 이므로 압축지배단면 ⇒ Øf = 0.70 적용

∴ Ø Pn = 5326.675 kN > Pu = 1907.260 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 1434.571 kN.m > Mu = 513.660 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 325.145 kN < Vu = 726.390 kN

· 1/2·Øv·Vc = 162.573 kN < Vu = 726.390 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 235 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 114.844 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 426.856 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 426.856 ㎟

· USE Av = H 19 × 2 EA/M = 573.000 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 325.145 kN + 538.620 kN

= 863.765 kN > Vu = 726.390 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00998

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.310

· j = 1 - k / 3 = 0.897

· x = k·d = 197.367 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.361 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 114.332 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 114.332 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 758.378 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 734.702 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 734.702 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.17 접합부 중간벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	641.770	729.490	995.950	390.950
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
875.000	550.000	470.000	80.000	100.000	470.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
644.380	0.850	0.84	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5559.400	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0173] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 282.000 mm

· a = β1·c = 239.700 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11044688 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 258.376 mm

· d" = X - H + d = 178.376 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4813.476 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 1048.086 kN

· Ts = fy·As = 2223.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3637.802 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1424.334 kN.m

· eb = Mb / Pb = 391.537 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 168.9 mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 198.754 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 298.119 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 1933.364 kN

∴ a = 168.9 mm ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 3391.723 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 764.887 kN

· Ts = fs·As = 2223.760 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1590.687 kN.m

· e' = e + X - dc = 822.756 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (470.000 - 198.754) / 198.754

= 0.00409

· ε_t = 0.0041 , 0.002 < εt < 0.005 이므로 변화구간 단면 ⇒ Øf = 0.84 적용

∴ Ø Pn = 1622.737 kN > Pu = 995.950 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 1045.659 kN.m > Mu = 641.770 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 306.600 kN < Vu = 729.490 kN

· 1/2·Øv·Vc = 153.300 kN < Vu = 729.490 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 235 mm ∴ **O.K**

= 845.220 kN > Vu = 729.490 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01352

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.351

· j = 1 - k / 3 = 0.883

· x = k·d = 164.970 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 13.052 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 169.447 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 169.447 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 459.663 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 495.730 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 459.663 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.18 접합부 중간벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	597.250	729.490	1931.970	390.950
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
875.000	550.000	470.000	80.000	100.000	470.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
309.140	0.850	0.70	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5559.400	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	32	@	250	=	2779.700	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0173] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 282.000 mm

· a = β1·c = 239.700 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11044688 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 258.376 mm

· d" = X - H + d = 178.376 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4813.476 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 1048.086 kN

· Ts = fy·As = 2223.760 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 3637.802 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1424.334 kN.m

· eb = Mb / Pb = 391.537 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 258.629 mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 304.270 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 326.809 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 400.000 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 4424.827 kN

∴ a = 258.629 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 5193.594 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 1048.086 kN

· Ts = fs·As = 1816.862 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 2157.174 kN.m

· e' = e + X - dc = 487.516 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (470.000 - 304.270) / 304.270

= 0.00163

· ε_t = 0.0016 ≤ 0.002 이므로 압축지배단면 ⇒ Øf = 0.70 적용

∴ Ø Pn = 3097.379 kN > Pu = 1931.970 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 957.525 kN.m > Mu = 597.250 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 343.710 kN < Vu = 729.490 kN

· 1/2·Øv·Vc = 171.855 kN < Vu = 729.490 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 235 mm ∴ **O.K**

= 882.330 kN > Vu = 729.490 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01352

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.351

· j = 1 - k / 3 = 0.883

· x = k·d = 164.970 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 13.052 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 169.447 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 169.447 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 459.663 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 495.730 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 459.663 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.19 중앙부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	231.450	95.440	1081.780	33.720
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
213.953	0.850	0.70	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 327.990 mm

· d" = X - H + d = 247.990 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1527.415 kN.m

· eb = Mb / Pb = 233.884 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 319.125 mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 375.441 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 337.564 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 400.000 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 7087.123 kN

∴ a = 319.125 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 7323.919 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fs·As = 536.322 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 3273.847 kN.m

· e' = e + X - dc = 461.943 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - 375.441) / 375.441

= 0.00169

· ε_t = 0.0017 ≤ 0.002 이므로 압축지배단면 ⇒ Øf = 0.70 적용

∴ Ø Pn = 4960.986 kN > Pu = 1081.780 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 1061.417 kN.m > Mu = 231.450 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 304.417 kN > Vu = 95.440 kN

· 1/2·Øv·Vc = 152.209 kN > Vu = 95.440 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 1.176 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 38.445 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 38.445 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 2551.174 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 2184.940 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 2184.940 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.20 중앙부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	53.940	95.440	1661.020	33.720
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
32.474	0.850	0.70	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 327.990 mm

· d" = X - H + d = 247.990 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1527.415 kN.m

· eb = Mb / Pb = 233.884 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 614.041 mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 722.402 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = -112.736 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 400.000 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 14570.896 kN

∴ a = 614.042 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 14092.264 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fs·As = -179.115 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 4086.611 kN.m

· e' = e + X - dc = 280.464 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - 722.402) / 722.402

= -0.00056

· ε_t = -0.0006 ≤ 0.002 이므로 압축지배단면 ⇒ Øf = 0.70 적용

∴ Ø Pn = 10199.627 kN > Pu = 1661.020 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 331.223 kN.m > Mu = 53.940 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 321.347 kN > Vu = 95.440 kN

· 1/2·Øv·Vc = 160.674 kN > Vu = 95.440 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 1.176 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 38.445 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 38.445 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 2551.174 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 2184.940 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 2184.940 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.21 중앙부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	229.340	104.340	1165.630	24.120
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
196.752	0.850	0.71	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 207.962 mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 244.661 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = 400.000 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 354.763 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 4400.798 kN

∴ a = 207.962 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4772.728 kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 263.592 kN

· Ts = fs·As = 635.520 kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 1592.622 kN.m

· e' = e + X - dc = 361.894 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - 244.661) / 244.661

= 0.00215

· ε_t = 0.0022 , 0.002 < εt < 0.005 이므로 변화구간 단면 ⇒ Øf = 0.71 적용

∴ Ø Pn = 3124.567 kN > Pu = 1165.630 kN ∴ **O.K**

∴ Ø Mn = 614.765 kN.m > Mu = 229.340 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 318.224 kN > Vu = 104.340 kN

· 1/2·Øv·Vc = 159.112 kN > Vu = 104.340 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 1.432 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 38.797 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 38.797 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 2526.395 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 2165.116 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 2165.116 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.22 중앙부 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	38.590	104.340	1730.160	24.120
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
22.304	0.850	0.70	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = 464.782 mn 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = 546.803 mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = -139.139 MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = 400.000 MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= 11187.365 kN

∴ a = 464.783 mn ⇒ **가정한 a와 일치** ∴ **O.K**

· Cc = 0.85·fck·a·b = 10666.770 kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN
· Ts = fs·As = -221.064 kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = 2097.026 kN.m
· e' = e + X - dc = 187.446 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = 0.000000 < 0.001 ∴ **O.K**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - 546.803) / 546.803
= -0.00070
· ε_t = -0.0007 ≤ 0.002 이므로 압축지배단면 ⇒ Øf = 0.70 적용
∴ Ø Pn = 7831.156 kN > Pu = 1730.160 kN ∴ **O.K**
∴ Ø Mn = 174.668 kN.m > Mu = 38.590 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 340.224 kN > Vu = 104.340 kN
· 1/2·Øv·Vc = 170.112 kN > Vu = 104.340 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00378
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205
· j = 1 - k / 3 = 0.932
· x = k·d = 86.100 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 1.432 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 38.797 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 38.797 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm
· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 2526.395 mm
· s_2 = 300·(280 / fst = 2165.116 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 2165.116 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

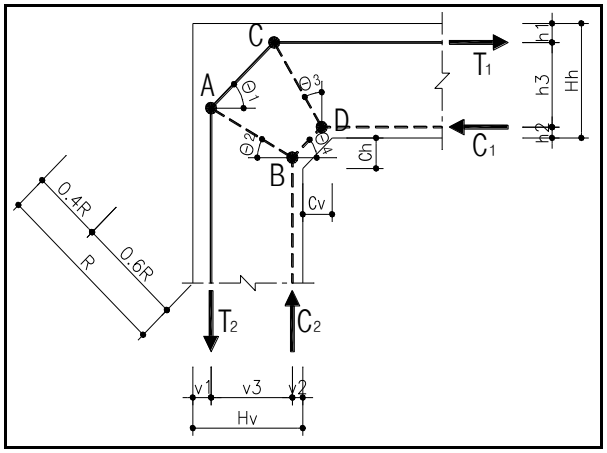
13. 우각부 보강검토

13.1 상부슬래브 (램프 외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1400.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1220.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1783.820 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 2262.74 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

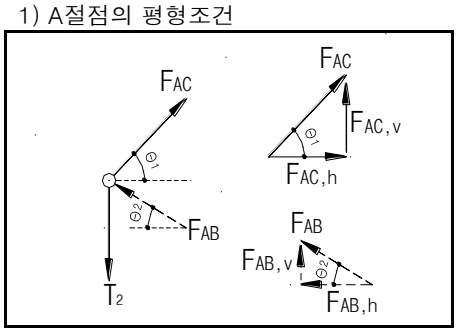
θ_2 = 15.92°

θ_3 = 21.80°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

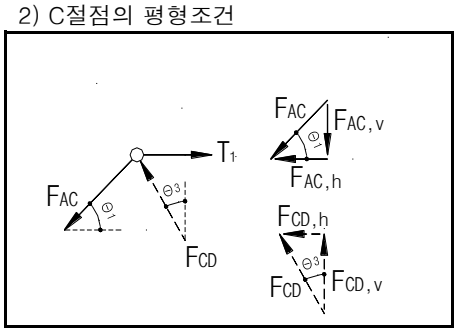
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$

$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{1,783.820}{1.120} =$ 1,592.696 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{1,783.820}{1.220} =$ 1,462.148 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,608.866 kN

식 ⑥ 으로부터

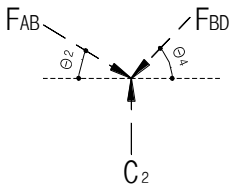
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,608.866 kN

따라서 F_{AC} = **1,608.866** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}183.018 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}608.866 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}225.276 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,608.866	타이
AB	-1,183.018	스트럿
BD	-1,608.866	스트럿
CD	-1,225.276	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,608.866 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}608{,}866.350}{0.85 \times 400} = 4{,}731.96 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2 (1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2 (2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2 (1 단)
	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2 (2 단)
				합계	=	**5,666.40**	mm^2

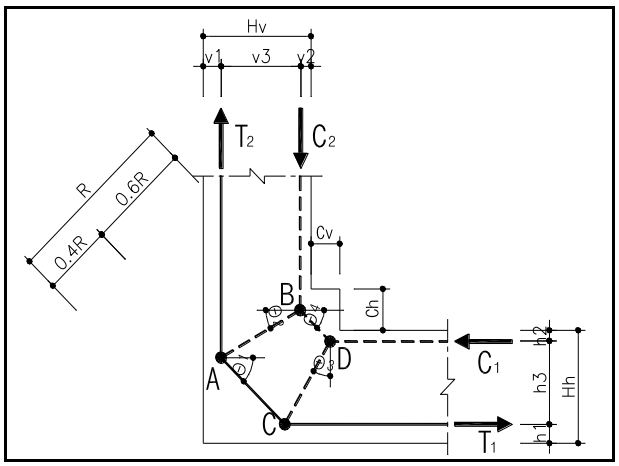
$A_{s,used}$ = 5,666.40 mm^2 > 4,731.96 mm^2 ……O.K

13.2 하부슬래브(램프 외측 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1400.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1220.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1910.920 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1910.50 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

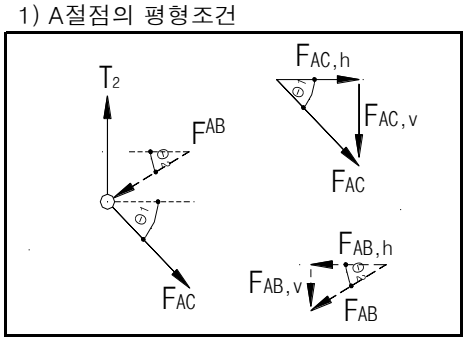
θ_2 = 7.38°

θ_3 = 12.97°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

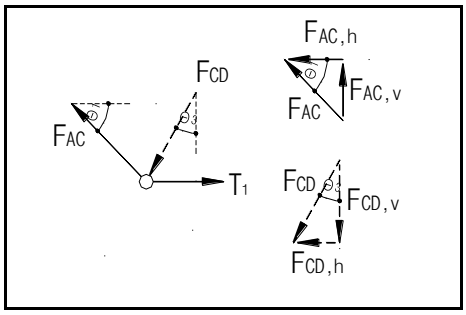
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$

$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$ => $F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{1,910.920}{1.120} =$ 1,706.179 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{1,910.920}{1.220} =$ 1,566.328 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,961.218 kN

식 ⑥ 으로부터

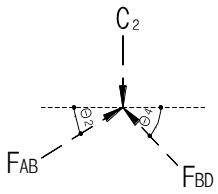
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,961.218 kN

따라서 F_{AC} = **1,961.218** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}398.364 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

ΣV = 0 :

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}961.218 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}423.094 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,961.218**	타이
AB	**-1,398.364**	스트럿
BD	**-1,961.218**	스트럿
CD	**-1,423.094**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,961.218 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}961{,}218.122}{0.85 \times 400} = 5{,}768.29 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00 mm²	(1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60 mm²	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	=	2,026.80 mm²	(1 단)
	= H	25	@	250	=	2,026.80 mm²	(2 단)
				합계	=	**6,623.20** mm²	

$A_{s,used}$ = 6,623.20 mm^2 > 5,768.29 mm^2 ……O.K

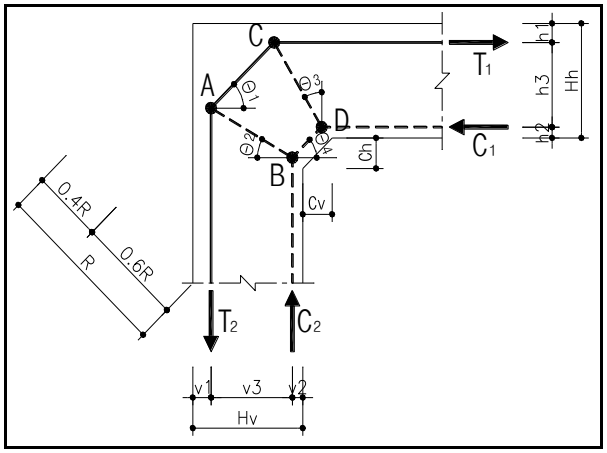
13. 우각부 보강검토

13.3 상부슬래브 (본선 접합부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	900.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	720.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	820.400 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1626.35 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

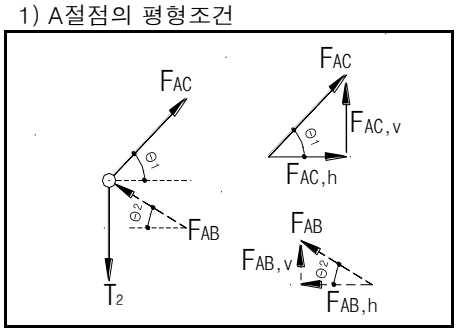
θ_2 = 29.48°

θ_3 = 29.48°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

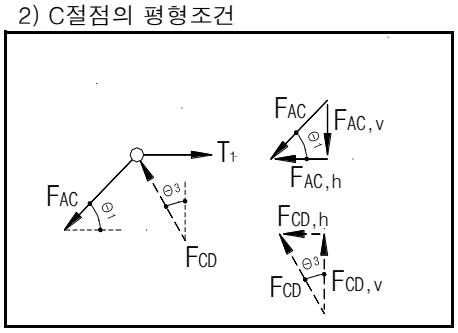
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$

$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{820.400}{0.720} =$ 1,139.444 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{820.400}{0.720} =$ 1,139.444 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,029.477 kN

식 ⑥ 으로부터

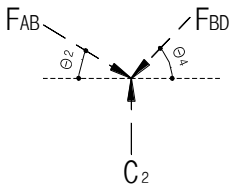
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,029.477 kN

따라서 F_{AC} = **1,029.477** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 836.205 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

ΣV = 0 :

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1,029.477 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 836.205 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,029.477	타이
AB	-836.205	스트럿
BD	-1,029.477	스트럿
CD	-836.205	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,029.477 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1,029,477.202}{0.85 \times 400} = 3,027.87 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	25	@	250	=	2,026.80	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2	(1 단)
	= H		@		=	0.00	mm^2	(2 단)
				합계	=	**3,575.20**	mm^2	

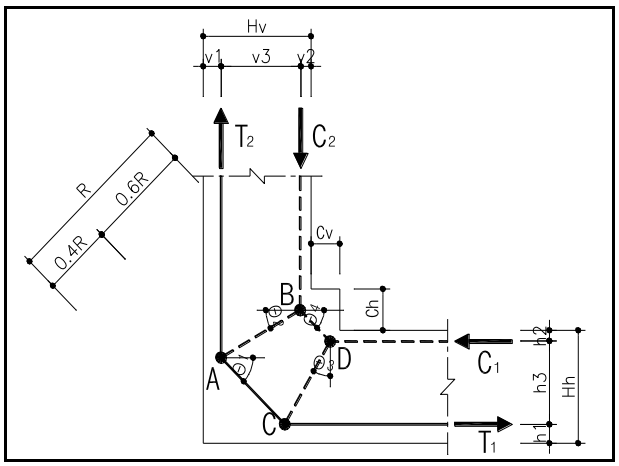
$A_{s,used}$ = 3,575.20 mm^2 > 3,027.87 mm^2 ……O.K

13.4 하부슬래브(램프 접합부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1400.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1220.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	30 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	1747.590 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1910.50 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

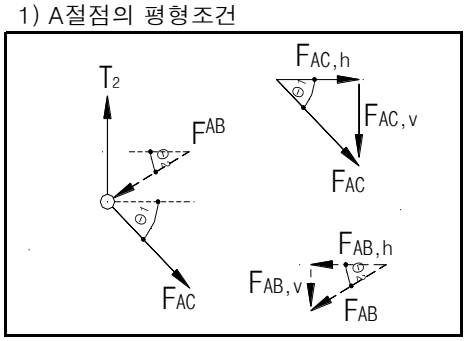
θ_2 = 7.38°

θ_3 = 12.97°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

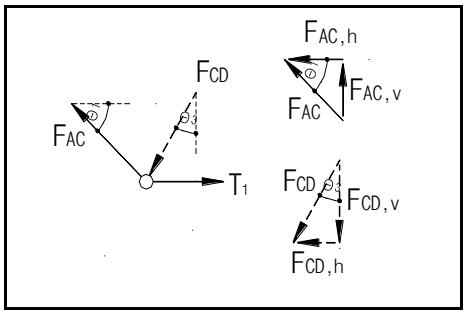
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$ => $F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{1,747.590}{1.120} =$ 1,560.348 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{1,747.590}{1.220} =$ 1,432.451 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 1,793.589 kN

식 ⑥ 으로부터

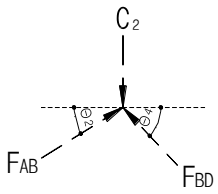
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 1,793.589 kN

따라서 F_{AC} = **1,793.589** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}278.843 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

ΣV = 0 :

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1{,}793.589 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}301.460 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**1,793.589**	타이
AB	**-1,278.843**	스트럿
BD	**-1,793.589**	스트럿
CD	**-1,301.460**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,793.589 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1{,}793{,}589.045}{0.85 \times 400} = 5{,}275.26 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00 mm^2	(1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60 mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	=	2,026.80 mm^2	(1 단)
	= H	25	@	250	=	2,026.80 mm^2	(2 단)
				합계	=	**6,623.20** mm^2	

$A_{s,used}$ = 6,623.20 mm^2 > 5,275.26 mm^2 ……O.K

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽 체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 상부슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
램프 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 중앙부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 접합부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 상부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
본선 접합부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
본선 중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
램프 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 중앙부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
램프 접합부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm²)					필요배력철근 (mm²)	온도철근 (mm²)	사용배력철근 (mm²)							검토
본선 접합부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
본선 중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
중앙 벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.5 램프 벽체

구 분	사용주철근 (mm²)					필요배력철근 (mm²)	온도철근 (mm²)	사용배력철근 (mm²)							검토
상 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.6 접합부 상단 벽체

구 분	사용주철근 (mm²)					필요배력철근 (mm²)	온도철근 (mm²)	사용배력철근 (mm²)							검토
상 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.7 접하부 하단 벽체

구 분	사용주철근 (mm²)					필요배력철근 (mm²)	온도철근 (mm²)	사용배력철근 (mm²)							검토
상 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.8 접합부 중간벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1100.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1100.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.9 중간 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

15. 사용성 검토

부 재	최소두께 또는 높이 t (mm)			
	단순지지	일단연속	양단연속	캔틸레버
일방향 슬래브	L / 20	L / 24	L / 28	L / 10
보	L / 16	L / 18.5	L / 21	L / 8

부 재	지간 L (mm)	최소두께 t (mm)	사용두께 t (mm)	평 가
상부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	1300.00	O.K
상부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	900.00	O.K
하부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	1300.00	O.K
하부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	1000.00	O.K
외측 벽체	3840.00	160.00	1400.00	O.K
접합부 벽체	3840.00	137.14	550.00	O.K
중앙 벽체	6850.00	285.42	500.00	O.K

16. 지지력 검토

16.1 하중 산정 : 램프

16.1.1 고정하중

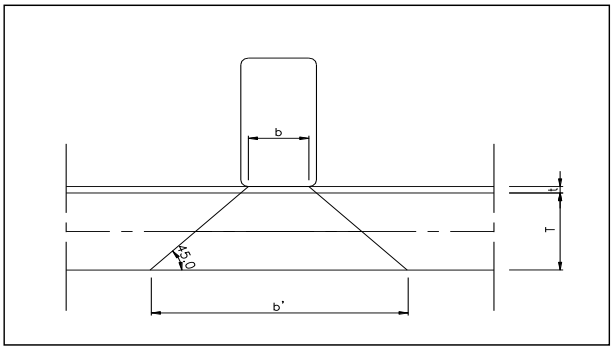
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 2010.05 / 23.900 = 84.103 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 106.425 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

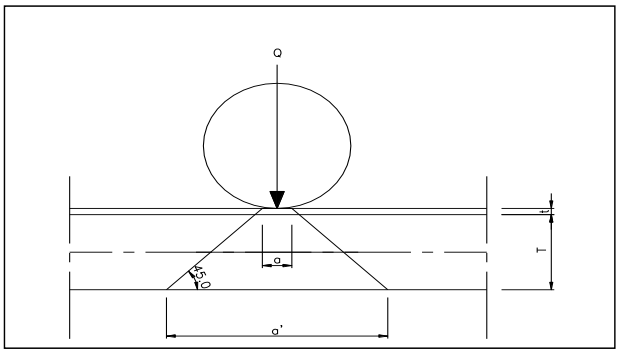


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1300.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.300 + 0.050) x cot 45°

= 3.20 m



a' = 0.200 + 2 x (1.300 + 0.050) x cot 45°

= 2.90 m

Qz' = 96.000 / (3.200 x 2.900) = 10.34 kN/m^2

16.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 84.103 + 106.425 + 0.000 + 10.000 + 10.345

= 210.873 kN/m^2

220

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 210.873 kN/m^2 < Qa = 400.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16.3 하중 산정 : 본선

16.3.1 고정하중

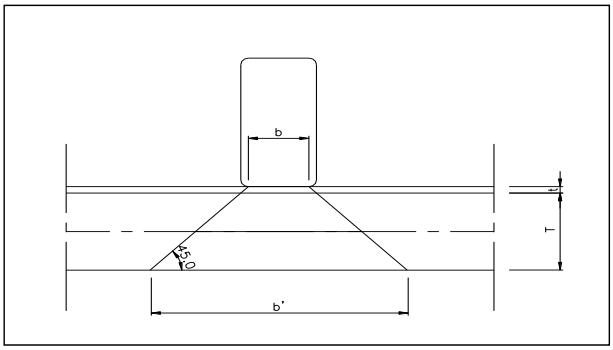
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1022.95 / 16.600 = 61.623 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 61.805 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

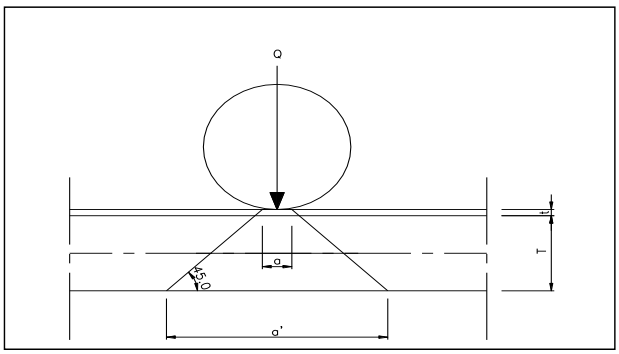


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1000.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.60 m



a' = 0.200 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.30 m

Qz' = 96.000 / (2.600 x 2.300) = 16.05 kN/m^2

16.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 61.623 + 61.805 + 0.000 + 10.000 + 16.054

= 149.482 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

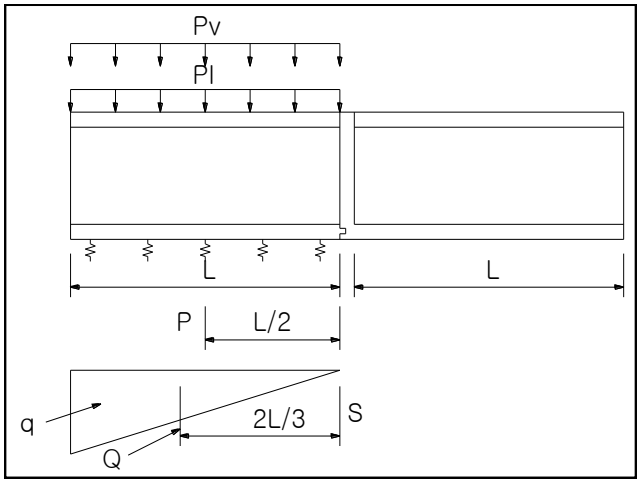
Qmax = 149.482 kN/m^2 < Qa = 200.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

17. 신축이음부 검토

17-1. 램프

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

$Pv = B \times H \times \gamma t$

$= 11.95 \times 5.5 \times 19.0$

$= 1248.78 \ kN/m$

$Po = 2 \times T1 / 3.0 \div 2 \times 96 / 3 = 64.0 \ kN/m$

$Pl = 2 \times Po \times (1 + i) = 2 \times 64.0 \times (1 + 0.2) = 153.6 \ kN/m$

$P = (Pv+Pl) \times L = (1248.78 + 153.6) \times 40.0 = 56095.0 \ kN$

$S = P / 4 = 56095 / 4 = 14023.8 \ kN$

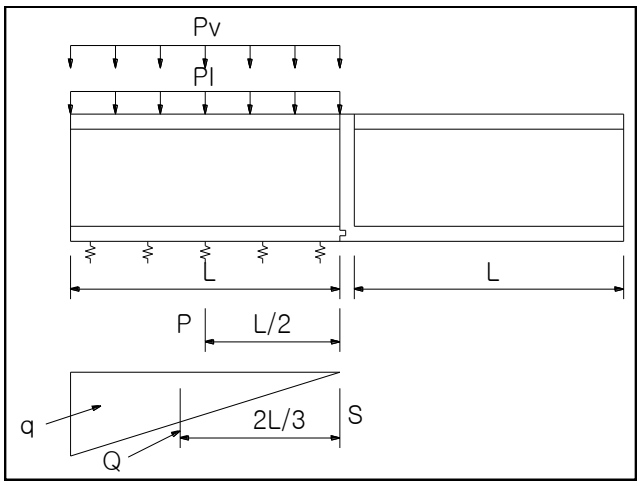
$(\therefore \ \tau a = 80 \ MPa)$

☞ 소요철근량 $Areq = S / \tau a = 14023.8 \times 1000 / 80 = 175,297 \ mm^2$

☞ 사용철근량 As = D32- 182 EA = 794.2 x 182 = 144,544 mm^2

17-2. 본선

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



P = ∑Pl + ∑Pv Q = ∑q

P - S - Q = 0

P × L/2 - Q × 2/3 × L = 0

윗식에서

S = -1/4 × P

Pv = B × H × γt

= 16.6 x 0.55 x 19.0

= 173.47 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 ÷ 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.2) = 153.6 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (173.47 + 153.6)x 40.0 = 13082.8 kN

S = P / 4 = 13082.8 / 4 = 3270.7 kN

(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 3270.7 x 1000 / 80 = 40,884 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 267 EA = 794.2 x 267 = 212,051 mm²

※ 일체구조로 검토 : 램프x2ea + 본선

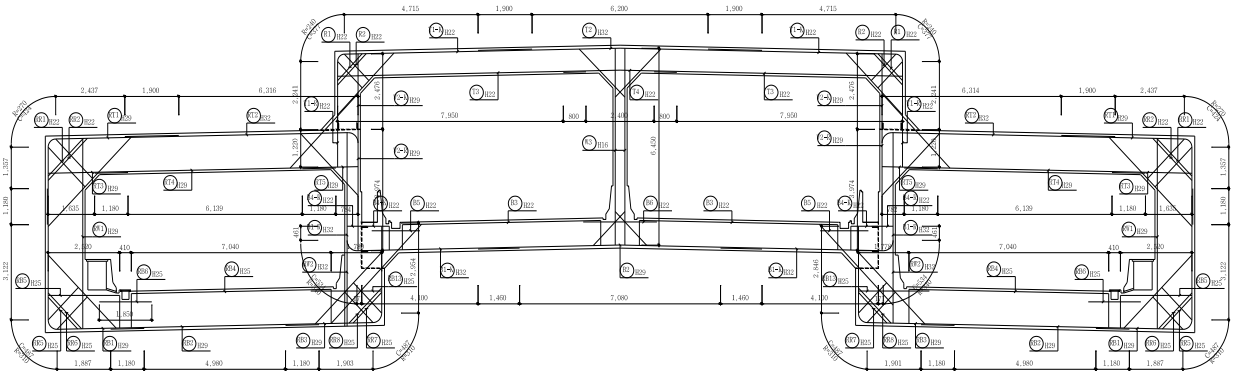
☞ 소요철근량 Areq = 350,594 + 40,884 = 391,478 mm²

☞ 사용철근량 As = 289,089 + 212,051 = 501,140 mm²

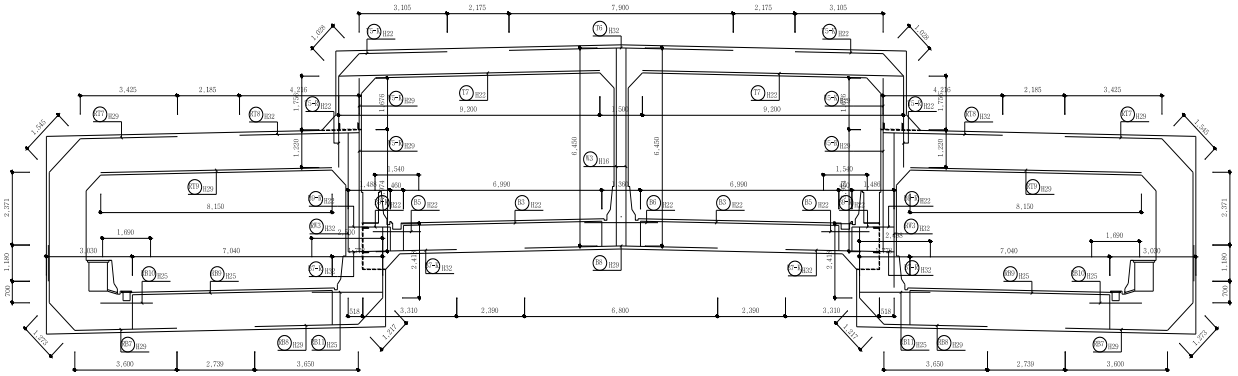
∴ O.K

18. 주철근조립도

CYCLE-1 (@250)

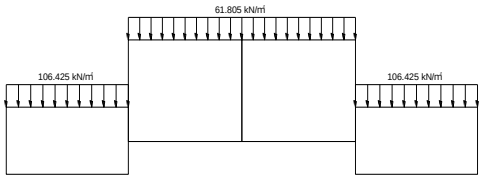
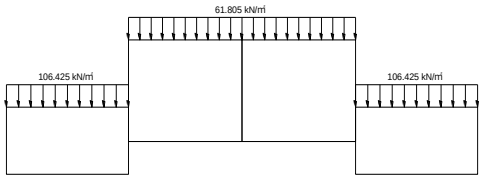
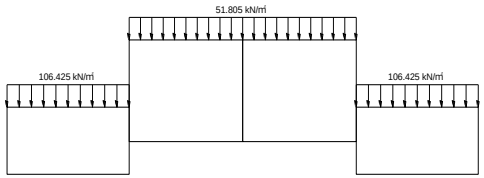
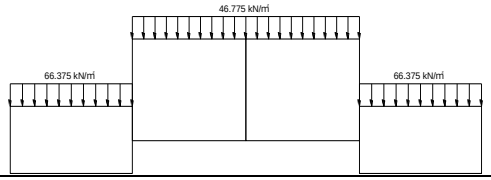
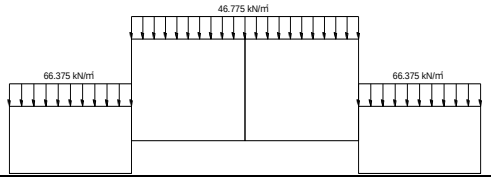
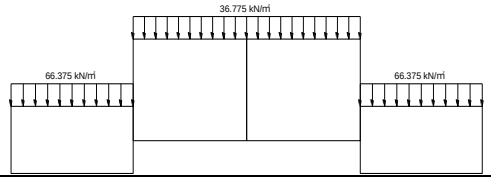
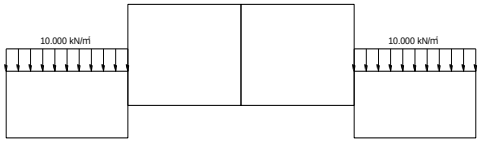
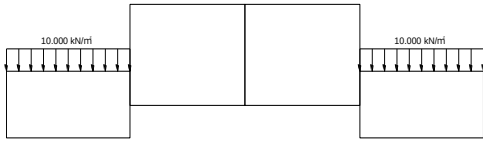
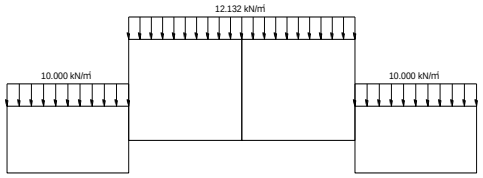
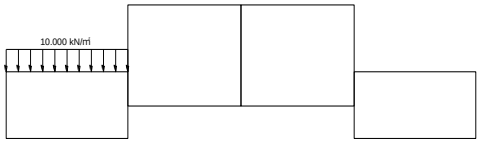
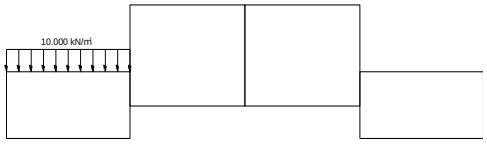
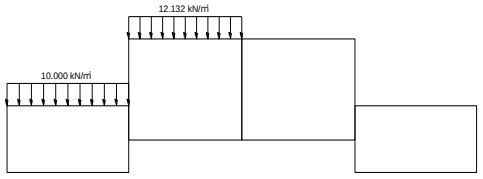
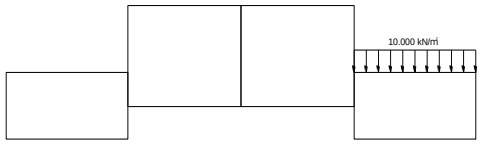
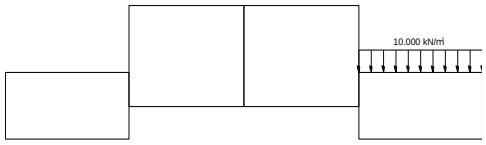
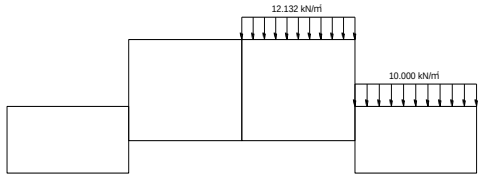


CYCLE-2 (@250)



1) 검토조건

- 토압(연직하중)에서 수목하중 (10kN/m^2)은 배제, 활하중(연직하중)에서 이동하중 추가 재하시 하중조합 추가

구분	당초	금회	
하중재하도	수목하중 포함	수목하중 포함	수목하중 배제
	토압(연직하중 지하수無), LC8 	토압(연직하중 지하수無), LC8 	토압(연직하중 지하수無), LC8-1 
	토압(연직하중 지하수有), LC9 	토압(연직하중 지하수有), LC9 	토압(연직하중 지하수有), LC9-1 
	본선부 활하중 배제	본선부 활하중 배제	본선부 활하중 포함 (유지관리차량 하중)
	활하중(연직하중 만재하시), LC2 	활하중(연직하중 만재하시), LC2 	활하중(연직하중 만재하시), LC2-1 
	활하중(연직하중 자측편재하시), LC3 	활하중(연직하중 자측편재하시), LC3 	활하중(연직하중 자측편재하시), LC3-1 
	활하중(연직하중 우측편재하시), LC4 	활하중(연직하중 우측편재하시), LC4 	활하중(연직하중 우측편재하시), LC4-1 

8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

$h \leq 2.0$ m 에 대해서, $\alpha_H = 1.0$

$h > 2.0$ m 에 대해서, $\alpha_H = 1.05 - 0.025h \geq 0.875$

적용토피 = 3.000 m $\alpha_H = 1.05 - 0.025 \times 3.00$

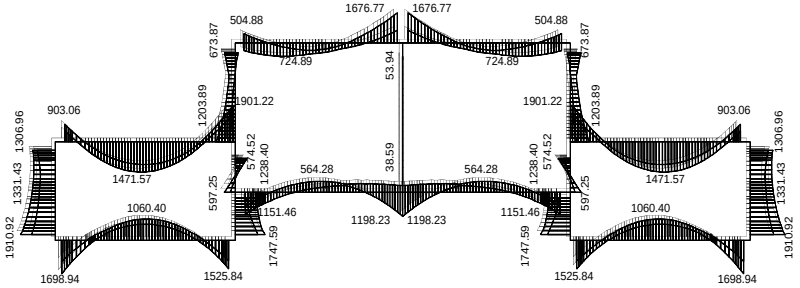
$= 0.975 \geq 0.875$ $\therefore \alpha_H = 0.975$

하중조합		고정하중	활하중									토압						수압		건조수축	부등침하	비고
		자중	연직하중						수평하중			연직하중				수평하중		연직수압	수평수압			
			만재하		편재하				만재하	편재하		지하수無		지하수有		지하수無	지하수有					
					좌측		우측			좌측	우측											
		LC01	LC02	LC02-1	LC03	LC03-1	LC04	LC04-1	LC05	LC06	LC07	LC8	LC8-1	LC9	LC9-1	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC15	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60						1.60			1.56				1.60				1.20	1.20	
	UCOMB01-1	1.20		1.60					1.60				1.56			1.60				1.20	1.20	
	UCOMB02	1.20			1.60					1.60		1.56				1.60				1.20	1.20	
	UCOMB02-1	1.20				1.60				1.60			1.56			1.60				1.20	1.20	
	UCOMB03	1.20					1.60				1.60	1.56				1.60				1.20	1.20	
	UCOMB03-1	1.20						1.60			1.60		1.56			1.60				1.20	1.20	
	UCOMB04	1.20	1.60						1.60					1.56			1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB04-1	1.20		1.60					1.60						1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB05	1.20			1.60					1.60				1.56			1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB05-1	1.20				1.60				1.60					1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB06	1.20					1.60				1.60			1.56			1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB06-1	1.20						1.60			1.60				1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB07	1.20	1.60						0.80			1.56				0.80				1.20	1.20	
	UCOMB07-1	1.20		1.60					0.80				1.56			0.80				1.20	1.20	
	UCOMB08	1.20			1.60					0.80		1.56				0.80				1.20	1.20	
	UCOMB08-1	1.20				1.60				0.80			1.56			0.80				1.20	1.20	
	UCOMB09	1.20					1.60				0.80	1.56				0.80				1.20	1.20	
	UCOMB09-1	1.20						1.60			0.80		1.56			0.80				1.20	1.20	
	UCOMB10	1.20	1.60						0.80					1.56			0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB10-1	1.20		1.60					0.80						1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB11	1.20			1.60					0.80				1.56			0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB11-1	1.20				1.60				0.80					1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB12	1.20					1.60				0.80			1.56			0.80	1.56	0.80	1.20	12.0	
	UCOMB12-1	1.20						1.60			0.80				1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	12.00	
	UCOMB13	0.90										1.60				1.60						
	UCOMB14	0.90												1.60			1.60	1.60	1.60			
	UCOMB15	0.90										1.60				1.60						
	UCOMB16	0.90												1.60			1.60	1.60	1.60			

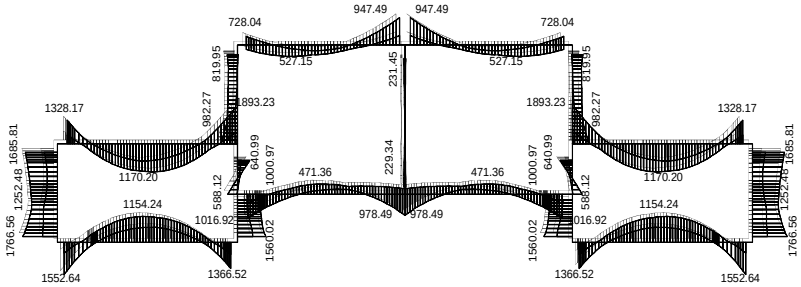
2) 단면력도

금회

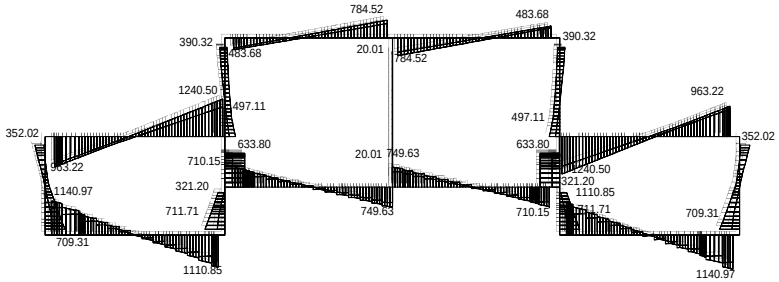
BMD_USD



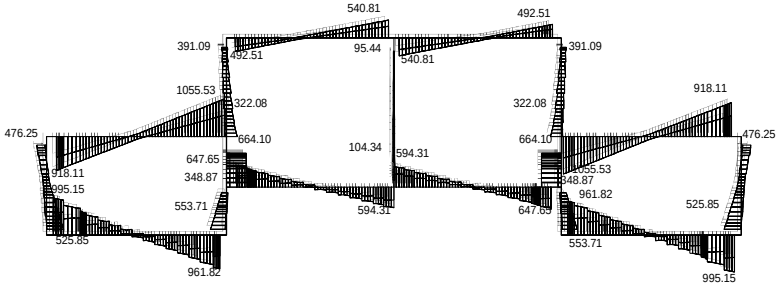
BMD_붕괴



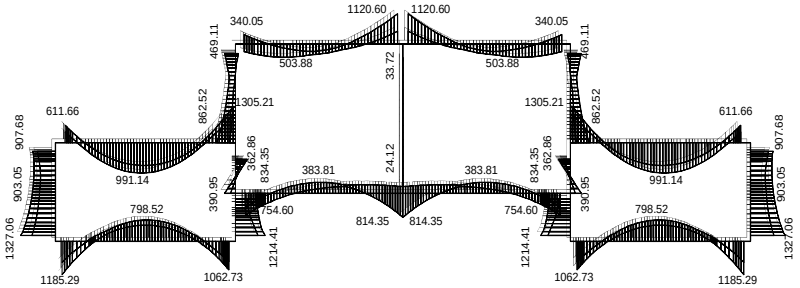
SFD_USD



SFD_붕괴



BMD_WSD



3) 슬래브 단면검토

구분		Mu (kN.m)			Vu (kN)			Mo (kN.m)			휨				전단				균열 (mm)					철근비
											휨철근	ΦMn (kN.m)	S.F	판정	ΦVc (kN)	전단철근	ΦVn (kN)	판정	필요간격			배근간격	판정	
		당초	금회	설계적용	당초	금회	설계적용	당초	금회	설계적용									당초	금회	설계적용			
상부슬래브	램프벽체부	1447.23	1447.23	1447.23	710.80	710.80	710.80	611.66	611.66	611.66	H29 @125	2309.76	1.60	O.K	779.42			O.K	628.84	628.84	628.84	125	O.K	O.K
	램프중앙부	1471.57	1471.57	1471.57	0.00	0.00	0.00	991.14	991.14	991.14	H29 @125	2053.48	1.40	O.K	792.41			O.K	452.83	452.83	452.83	125	O.K	O.K
	램프접합부	1969.42	1989.29	1989.29	926.70	926.70	926.70	1303.20	1305.21	1305.21	H32 @125	2832.70	1.42	O.K	779.42	H16 @150 - 2EA	1732.70	O.K	275.42	274.67	274.67	125	O.K	O.K
	본선접합부	758.19	758.19	758.19	449.22	449.22	449.22	336.36	336.36	336.36	H25 @125	1283.60	1.69	O.K	519.62			O.K	633.00	633.00	633.00	125	O.K	O.K
	본선중앙부	701.35	724.89	724.89	0.00	0.00	0.00	489.17	503.88	503.88	H22 @125	834.97	1.15	O.K	532.61			O.K	335.33	320.50	320.50	125	O.K	O.K
	중앙벽체부	1646.70	1676.77	1676.77	673.33	687.94	687.94	1101.81	1120.60	1120.60	H32 @125	1968.61	1.17	O.K	519.62	H16 @150 - 2EA	1155.14	O.K	190.81	184.09	184.09	125	O.K	O.K
하부슬래브	램프벽체부	1698.94	1698.94	1698.94	750.43	750.43	750.43	1185.29	1185.29	1185.29	H29 @125	2053.48	1.21	O.K	792.41			O.K	222.94	222.94	222.94	125	O.K	O.K
	램프중앙부	1154.24	1154.24	1154.24	0.00	0.00	0.00	798.52	798.52	798.52	H25 @125	1632.75	1.41	O.K	792.41			O.K	439.56	439.56	439.56	125	O.K	O.K
	램프접합부	1504.35	1525.84	1525.84	781.24	788.11	788.11	1049.29	1062.73	1062.73	H29 @125	2053.48	1.35	O.K	792.41			O.K	273.06	267.54	267.54	125	O.K	O.K
	본선접합부	1131.11	1151.46	1151.46	587.02	594.34	594.34	741.88	754.60	754.60	H32 @125	1867.80	1.62	O.K	597.56			O.K	405.39	395.86	395.86	125	O.K	O.K
	본선중앙부	564.25	565.28	565.28	0.00	0.00	0.00	383.01	383.66	383.66	H22 @125	940.26	1.66	O.K	597.56			O.K	557.84	556.60	556.60	125	O.K	O.K
	중앙벽체부	1164.40	1198.23	1198.23	540.93	543.78	543.78	793.21	814.35	814.35	H29 @125	1529.29	1.28	O.K	597.56			O.K	267.59	256.39	256.39	125	O.K	O.K
	램프 측구	696.14	696.14	696.14	716.77	716.77	716.77	234.92	234.92	234.92	H29 @125	1581.71	2.27	O.K	617.04	H16 @150 - 2EA	1371.72	O.K	1204.59	1204.59	1204.59	125	O.K	O.K
	본선 측구	752.79	767.78	767.78	548.54	555.34	555.34	484.10	493.47	493.47	H32 @125	1392.55	1.81	O.K	484.97	H16 @150 - 2EA	1078.13	O.K	441.49	429.12	429.12	125	O.K	O.K

구분		Mu (kN.m)			Vu (kN)			Mo (kN.m)		
		당초	금회	증감	당초	금회	증감	당초	금회	증감
상부슬래브	외측벽체부	1447.23	1447.23	0.00	710.80	710.80	0.00	611.66	611.66	0.00
	램프중앙부	1471.57	1471.57	0.00	0.00	0.00	0.00	991.14	991.14	0.00
	램프접합부	1969.42	1989.29	19.87	926.70	926.70	0.00	1303.20	1305.21	2.01
	본선접합부	758.19	758.19	0.00	449.22	449.22	0.00	336.36	336.36	0.00
	본선중앙부	701.35	724.89	23.54	0.00	0.00	0.00	489.17	503.88	14.71
	중앙벽체부	1646.70	1676.77	30.07	673.33	687.94	14.61	1101.81	1120.60	18.79
하부슬래브	외측벽체부	1698.94	1698.94	0.00	750.43	750.43	0.00	1185.29	1185.29	0.00
	램프중앙부	1154.24	1154.24	0.00	0.00	0.00	0.00	798.52	798.52	0.00
	램프접합부	1504.35	1525.84	21.49	781.24	788.11	6.87	1049.29	1062.73	13.44
	본선접합부	1131.11	1151.46	20.35	587.02	594.34	7.32	741.88	754.60	12.72
	본선중앙부	564.25	565.28	1.03	0.00	0.00	0.00	383.01	383.66	0.65
	중앙벽체부	1164.40	1198.23	33.83	540.93	543.78	2.85	793.21	814.35	21.14
	램프 측구	696.14	696.14	0.00	716.77	716.77	0.00	234.92	234.92	0.00
	본선 측구	752.79	767.78	14.99	548.54	555.34	6.80	484.10	493.47	9.37

4) 벽체 단면검토

구분				Mu			Pu			Vu			Mo			휨									전단								균열				
				(kN.m)			(kN)			(kN)			(kN.m)			휨철근	당초				금회				당초			금회				소요간격			배근간격	판정
				당초	금회	설계적용	당초	금회	설계적용	당초	금회	설계적용	당초	금회	설계적용		ΦMn (kN.m)	ΦPn (kN)	S.F	판정	ΦMn (kN.m)	ΦPn (kN)	S.F	판정	ΦVc (kN)	ΦVn (kN)	판정	ΦVc (kN)	전단철근	ΦVn (kN)	판정	당초	금회	설계적용		
벽체	램프 벽체	상단부	Mmax	1783.82	1783.82	1783.82	549.35	549.35	549.35	416.62	416.62	416.62	907.68	907.68	907.68	H19 @125	3180.70	979.54	1.78	O.K	3180.70	979.54	1.78	O.K	865.52		O.K	865.52			O.K	397.04	397.04	397.04	125	O.K
	램프 벽체	상단부	Pmax	921.08	1184.11	1184.11	1131.23	1131.23	1131.23	416.62	416.62	416.62	907.68	907.68	907.68	H19 @125	7078.15	8693.07	7.68	O.K	5835.76	5575.14	4.93	O.K	887.92		O.K	887.92			O.K	397.04	397.04	397.04	125	O.K
	램프 벽체	중앙부(-)	Mmax	1331.43	1331.43	1331.43	1219.98	1222.46	1222.46	0.00	0.00	0.00	903.05	903.05	903.05	H25 @125	4463.34	4089.72	3.35	O.K	4469.71	4103.89	3.36	O.K	896.93		O.K	897.04			O.K	328.27	328.27	328.27	125	O.K
	램프 벽체	중앙부(-)	Pmax	1085.79	1331.43	1331.43	1222.46	1222.46	1222.46	0.00	0.00	0.00	903.05	903.05	903.05	H25 @125	5164.22	5814.25	4.76	O.K	4469.71	4103.89	3.36	O.K	897.04		O.K	897.04			O.K	328.27	328.27	328.27	125	O.K
	램프 벽체	하단부	Mmax	1910.92	1910.92	1910.92	1300.22	1302.78	1302.78	366.80	369.30	369.30	1327.06	1327.06	1327.06	H25 @125	3684.16	2506.76	1.93	O.K	3688.35	2514.55	1.93	O.K	900.39		O.K	900.50			O.K	155.09	155.09	155.09	125	O.K
	램프 벽체	하단부	Pmax	1910.88	1910.92	1910.92	1302.78	1302.78	1302.78	366.80	369.30	369.30	1327.06	1327.06	1327.06	H25 @125	3688.40	2514.64	1.93	O.K	3688.35	2514.55	1.93	O.K	900.50		O.K	900.50			O.K	155.09	155.09	155.09	125	O.K
	접합부 상단벽체	상단부	Mmax	820.40	820.40	820.40	227.05	227.05	227.05	417.75	418.68	418.68	469.11	469.11	469.11	H19 @125	1474.38	408.04	1.80	O.K	1474.38	408.04	1.80	O.K	527.52		O.K	527.52			O.K	391.91	391.91	391.91	125	O.K
	접합부 상단벽체	상단부	Pmax	146.38	146.38	146.38	589.74	589.74	589.74	417.75	418.68	418.68	469.11	469.11	469.11	H19 @125	2691.83	10844.93	18.39	O.K	2691.83	10844.93	18.39	O.K	540.14		O.K	540.14			O.K	391.91	391.91	391.91	125	O.K
	접합부 상단벽체	하단부	Mmax	1198.10	1203.89	1203.89	580.43	628.71	628.71	448.40	448.40	448.40	858.91	862.52	862.52	H19 @125	1614.38	782.10	1.35	O.K	1641.64	857.32	1.36	O.K	543.55		O.K	545.54			O.K	130.79	129.34	129.34	125	O.K
	접합부 상단벽체	하단부	Pmax	145.08	145.08	145.08	637.62	637.62	637.62	448.40	448.40	448.40	858.91	862.52	862.52	H19 @125	2055.84	9035.31	14.17	O.K	2055.84	9035.31	14.17	O.K	545.91		O.K	545.91			O.K	130.79	129.34	129.34	125	O.K
	접합부 하단벽체	상단부	Mmax	1211.48	1238.40	1238.40	1129.62	1174.58	1174.58	348.31	348.87	348.87	817.53	834.35	834.35	H19 @125	4572.68	4263.70	3.77	O.K	4629.74	4391.15	3.74	O.K	893.04		O.K	894.98			O.K	384.97	372.90	372.90	125	O.K
	접합부 하단벽체	상단부	Pmax	860.56	1238.40	1238.40	1161.39	1174.58	1174.58	348.31	348.87	348.87	817.53	834.35	834.35	H19 @125	5903.29	7966.94	6.86	O.K	4629.74	4391.15	3.74	O.K	894.41		O.K	894.98			O.K	384.97	372.90	372.90	125	O.K
	접합부 하단벽체	하단부	Mmax	1721.00	1747.59	1747.59	1227.65	1254.89	1254.89	544.08	544.08	544.08	1197.79	1214.41	1214.41	H19 @125	3810.58	2718.22	2.21	O.K	3826.49	2747.68	2.19	O.K	897.26		O.K	898.44			O.K	194.90	189.30	189.30	125	O.K
	접합부 하단벽체	하단부	Pmax	1700.42	1747.59	1747.59	1241.71	1254.89	1254.89	544.08	544.08	544.08	1197.79	1214.41	1214.41	H19 @125	3867.71	2824.34	2.27	O.K	3826.49	2747.68	2.19	O.K	897.87		O.K	898.44			O.K	194.90	189.30	189.30	125	O.K
	접합부 중간벽체	상단부	Mmax	697.12	700.62	700.62	1514.49	1518.11	1518.11	718.16	726.39	726.39	362.86	362.86	362.86	H25 @125	1625.00	3530.31	2.33	O.K	1627.13	3525.68	2.32	O.K	313.20	851.82	O.K	313.31	H19 @150 - 2EA	851.93	O.K	734.70	734.70	734.70	125	O.K
	접합부 중간벽체	상단부	Pmax	511.09	513.66	513.66	1883.49	1907.26	1907.26	718.16	726.39	726.39	362.86	362.86	362.86	H25 @125	1437.58	5297.84	2.81	O.K	1434.57	5326.68	2.79	O.K	324.42	863.04	O.K	325.15	H19 @150 - 2EA	863.77	O.K	734.70	734.70	734.70	125	O.K
	접합부 중간벽체	하단부	Mmax	630.06	641.77	641.77	995.95	995.95	995.95	721.25	729.49	729.49	390.95	390.95	390.95	H29 @125	1045.29	1652.32	1.66	O.K	1045.66	1622.74	1.63	O.K	306.60	845.22	O.K	306.60	H19 @150 - 2EA	845.22	O.K	459.66	459.66	459.66	125	O.K
	접합부 중간벽체	하단부	Pmax	541.55	597.25	597.25	1908.20	1931.97	1931.97	721.25	729.49	729.49	390.95	390.95	390.95	H29 @125	941.52	3317.53	1.74	O.K	957.53	3097.38	1.60	O.K	342.77	881.39	O.K	343.71	H19 @150 - 2EA	882.33	O.K	459.66	459.66	459.66	125	O.K
	중앙부 벽체	상단부	Mmax	199.23	231.45	231.45	1080.63	1081.78	1081.78	83.58	95.44	95.44	1.49	33.72	33.72	H16 @125	1037.07	5625.11	5.21	O.K	1061.42	4960.99	4.59	O.K	304.38		O.K	304.42			O.K	49440.85	2184.94	2184.94	125	O.K
	중앙부 벽체	상단부	Pmax	2.39	53.94	53.94	1624.63	1661.02	1661.02	83.58	95.44	95.44	1.49	33.72	33.72	H16 @125	16.53	11237.02	6.92	O.K	331.22	10199.63	6.14	O.K	320.28		O.K	321.35			O.K	49440.85	2184.94	2184.94	125	O.K
	중앙부 벽체	하단부	Mmax	206.73	229.34	229.34	1164.48	1165.63	1165.63	92.49	104.34	104.34	1.51	24.12	24.12	H16 @125	609.25	3431.84	2.95	O.K	614.77	3124.57	2.68	O.K	318.18		O.K	318.22			O.K	34582.13	2165.12	2165.12	125	O.K
	중앙부 벽체	하단부	Pmax	2.42	38.59	38.59	1693.77	1730.16	1730.16	92.49	104.34	104.34	1.51	24.12	24.12	H16 @125	12.21	8546.84	5.05	O.K	174.67	7831.16	4.53	O.K	338.81		O.K	340.22			O.K	34582.13	2165.12	2165.12	125	O.K

구분				Mu			Pu			Vu			Mo		
				(kN.m)			(kN)			(kN)			(kN.m)		
				당초	금회	증감	당초	금회	증감	당초	금회	증감	당초	금회	증감
벽체	램프 벽체	상단부	Mmax	1783.82	1783.82	0.00	549.35	549.35	0.00	416.62	416.62	0.00	907.68	907.68	0.00
	램프 벽체	상단부	Pmax	921.08	1184.11	**263.03**	1131.23	1131.23	0.00	416.62	416.62	0.00	907.68	907.68	0.00
	램프 벽체	중앙부(-)	Mmax	1331.43	1331.43	0.00	1219.98	1222.46	**2.48**	0.00	0.00	0.00	903.05	903.05	0.00
	램프 벽체	중앙부(-)	Pmax	1085.79	1331.43	**245.64**	1222.46	1222.46	0.00	0.00	0.00	0.00	903.05	903.05	0.00
	램프 벽체	하단부	Mmax	1910.92	1910.92	0.00	1300.22	1302.78	**2.56**	366.80	369.30	**2.50**	1327.06	1327.06	0.00
	램프 벽체	하단부	Pmax	1910.88	1910.92	**0.04**	1302.78	1302.78	0.00	366.80	369.30	**2.50**	1327.06	1327.06	0.00
	접합부 상단벽체	상단부	Mmax	820.40	820.40	0.00	227.05	227.05	0.00	417.75	418.68	**0.93**	469.11	469.11	0.00
	접합부 상단벽체	상단부	Pmax	146.38	146.38	0.00	589.74	589.74	0.00	417.75	418.68	**0.93**	469.11	469.11	0.00
	접합부 상단벽체	하단부	Mmax	1198.10	1203.89	**5.79**	580.43	628.71	**48.28**	448.40	448.40	0.00	858.91	862.52	**3.61**
	접합부 상단벽체	하단부	Pmax	145.08	145.08	0.00	637.62	637.62	0.00	448.40	448.40	0.00	858.91	862.52	**3.61**
	접합부 하단벽체	상단부	Mmax	1211.48	1238.40	**26.92**	1129.62	1174.58	**44.96**	348.31	348.87	**0.56**	817.53	834.35	**16.82**
	접합부 하단벽체	상단부	Pmax	860.56	1238.40	**377.84**	1161.39	1174.58	**13.19**	348.31	348.87	**0.56**	817.53	834.35	**16.82**
	접합부 하단벽체	하단부	Mmax	1721.00	1747.59	**26.59**	1227.65	1254.89	**27.24**	544.08	544.08	0.00	1197.79	1214.41	**16.62**
	접합부 하단벽체	하단부	Pmax	1700.42	1747.59	**47.17**	1241.71	1254.89	**13.18**	544.08	544.08	0.00	1197.79	1214.41	**16.62**
	접합부 중간벽체	상단부	Mmax	697.12	700.62	**3.50**	1514.49	1518.11	**3.62**	718.16	726.39	**8.23**	362.86	362.86	0.00
	접합부 중간벽체	상단부	Pmax	511.09	513.66	**2.57**	1883.49	1907.26	**23.77**	718.16	726.39	**8.23**	362.86	362.86	0.00
	접합부 중간벽체	하단부	Mmax	630.06	641.77	**11.71**	995.95	995.95	0.00	721.25	729.49	**8.24**	390.95	390.95	0.00
	접합부 중간벽체	하단부	Pmax	541.55	597.25	**55.70**	1908.20	1931.97	**23.77**	721.25	729.49	**8.24**	390.95	390.95	0.00
	중앙부 벽체	상단부	Mmax	199.23	231.45	**32.22**	1080.63	1081.78	**1.15**	83.58	95.44	**11.86**	1.49	33.72	**32.23**
	중앙부 벽체	상단부	Pmax	2.39	53.94	**51.55**	1624.63	1661.02	**36.39**	83.58	95.44	**11.86**	1.49	33.72	**32.23**
	중앙부 벽체	하단부	Mmax	206.73	229.34	**22.61**	1164.48	1165.63	**1.15**	92.49	104.34	**11.85**	1.51	24.12	**22.61**
	중앙부 벽체	하단부	Pmax	2.42	38.59	**36.17**	1693.77	1730.16	**36.39**	92.49	104.34	**11.85**	1.51	24.12	**22.61**

1.14 B4(STA.0+620.0)

국회대로 지하차도

STA.0+619.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

$D / B_o \geq 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
$D / B_o < 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 1 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8{,}500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간슬래브	외측벽체	기둥	거더
상면(벽체외측)	100	80	80	100	90	135
하면(벽체내측)	80	100	80	80	90	90

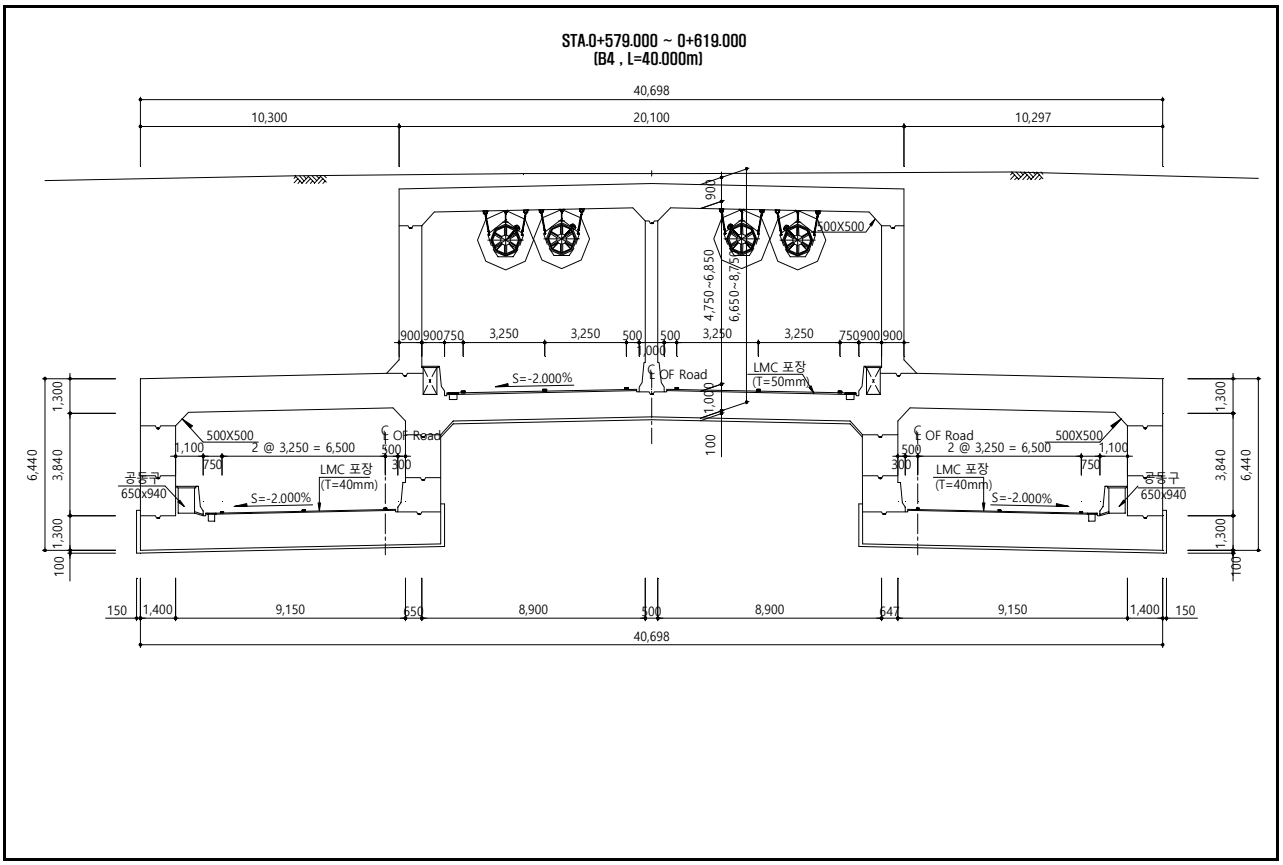
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

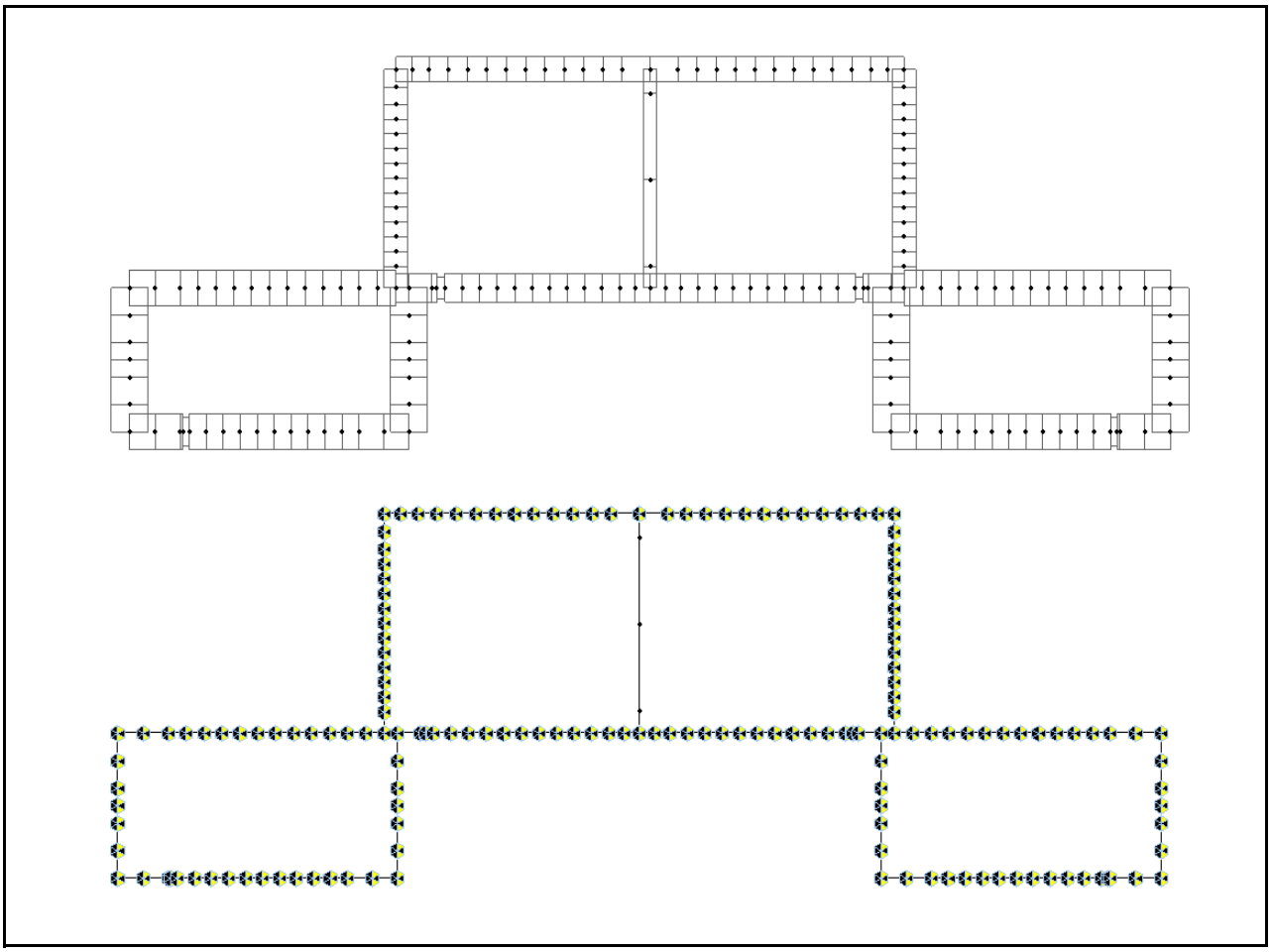
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	2.200	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	9.400	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	4.100	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	0.000	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	14.300	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 16.800 m = 40.700 m = 12.940 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo}\,(B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho}\,(B_H/0.3)^{-3/4}$

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,402	16,300	4,467	5,433	107,168	2,696	6,367	899	2,122
퇴적층(자갈층)	987,663	48,247	58,681	16,082	19,560	385,806	18,846	22,922	6,282	7,641
풍화토	2,201,831	107,558	130,820	35,853	43,607	860,090	42,015	51,102	14,005	17,034
풍화암	5,043,990	246,396	299,685	82,132	99,895	1,970,308	96,248	117,064	32,083	39,021
연 암	18,933,228	924,876	1,124,903	308,292	374,968	7,395,792	361,280	439,415	120,427	146,472
보통암	15,536,147	758,931	923,068	252,977	307,689	6,068,807	296,457	360,573	98,819	120,191
경 암	59,590,479	2,910,957	3,540,520	970,319	1,180,173	23,277,531	1,137,093	1,383,016	379,031	461,005

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	10,288	32,578	3,429	10,859	107,168	4,019	12,726	1,340	4,242
퇴적층(자갈층)	987,663	37,038	117,281	12,346	39,094	385,806	14,468	45,813	4,823	15,271
풍화토	2,201,831	82,571	261,458	27,524	87,153	860,090	32,254	102,132	10,751	34,044
풍화암	5,043,990	189,155	598,953	63,052	199,651	1,970,308	73,888	233,966	24,629	77,989

연 암	18,933,228	710,014	2,248,243	236,671	749,414	7,395,792	277,349	878,220	92,450	292,740
보통암	15,536,147	582,621	1,844,854	194,207	614,951	6,068,807	227,586	720,646	75,862	240,215
경 암	59,590,479	2,234,701	7,076,125	744,900	2,358,708	23,277,531	872,930	2,764,111	290,977	921,370

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **매립층** , **퇴적층(자갈층)**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
매립층	13,402	4,467	0.425	0.625	7,036	2,345	145 171
매립층	13,402	4,467	0.625	0.625	8,376	2,792	146 170
매립층	13,402	4,467	0.625	0.730	9,080	3,027	147 169
매립층	13,402	4,467	0.730	0.730	9,783	3,261	148to156 160to168
매립층	13,402	4,467	0.730	1.050	11,928	3,976	157 159
매립층	13,402	4,467	1.050	1.050	14,072	4,691	158
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.700	0.950	30,557	10,186	55 115
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.950	0.950	35,186	11,729	56 114
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.950	0.675	30,094	10,031	57 113
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.675	0.675	25,001	8,334	58TO66 104TO112
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.675	0.700	25,464	8,488	67 103
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.700	0.700	25,927	8,642	68 102
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.700	0.450	21,297	7,099	69 101

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
풍화토	82,571	27,524	0.700	0.950	68,121	22,707	1 34
풍화토	82,571	27,524	0.950	0.950	78,442	26,147	2 33
풍화토	82,571	27,524	0.950	0.100	43,350	14,450	3 32
풍화토	82,571	27,524	0.100	0.250	14,450	4,817	4 31
풍화토	82,571	27,524	0.250	0.640	36,744	12,248	5 30
풍화토	82,571	27,524	0.640	0.640	52,845	17,615	6TO14 21TO29
풍화토	82,571	27,524	0.640	0.950	65,644	21,881	15 20
풍화토	82,571	27,524	0.950	0.950	78,442	26,147	16 19
풍화토	82,571	27,524	0.950	0.700	68,121	22,707	17 18
퇴적층(자갈층)	48,247	16,082	0.850	0.200	25,330	8,443	71 99
퇴적층(자갈층)	48,247	16,082	0.200	0.300	12,062	4,021	72 98
퇴적층(자갈층)	48,247	16,082	0.300	0.660	23,158	7,719	73 97
퇴적층(자갈층)	48,247	16,082	0.660	0.660	31,843	10,614	74TO82 88TO96
퇴적층(자갈층)	48,247	16,082	0.660	0.575	29,792	9,931	83 87
퇴적층(자갈층)	48,247	16,082	0.575	0.575	27,742	9,247	84 TO 86

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.450	0.625	31,541	10,514	145
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.625	0.625	36,676	12,225	143

퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.625	0.525	33,742	11,247	140
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	138
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	136
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	134
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	132
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	129
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	127
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	125
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	123
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	121
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.530	30,954	10,318	119
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.530	0.770	38,143	12,714	116
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.770	0.650	41,664	13,888	69
퇴적층(자갈층)	117,281	39,094	0.650	0.975	95,291	31,764	55
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	51
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.620	208,513	69,504	47
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.620	162,104	54,035	43
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.975	208,513	69,504	39
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	35
연 암	2,248,243	749,414	0.975	0.650	1,826,698	608,899	1
퇴적층(자갈층)	117,281	39,094	0.650	0.975	95,291	31,764	70
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	52
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.620	208,513	69,504	48
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.620	162,104	54,035	44
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.975	208,513	69,504	40
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	36
연 암	2,248,243	749,414	0.975	0.650	1,826,698	608,899	17

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.450	0.625	31,541	10,514	171
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.625	0.625	36,676	12,225	144
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.625	0.525	33,742	11,247	141
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	139
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	137
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	135
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	133
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	131
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	128
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	126
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	124
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.525	30,808	10,269	122
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.525	0.530	30,954	10,318	120
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.530	0.770	38,143	12,714	117
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.770	0.650	41,664	13,888	101
퇴적층(자갈층)	117,281	39,094	0.650	0.975	95,291	31,764	115
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	54

풍화토	261,458	87,153	0.975	0.620	208,513	69,504	50
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.620	162,104	54,035	46
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.975	208,513	69,504	42
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	38
연 암	2,248,243	749,414	0.975	0.650	1,826,698	608,899	34
퇴적층(자갈층)	117,281	39,094	0.650	0.975	95,291	31,764	100
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	53
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.620	208,513	69,504	49
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.620	162,104	54,035	45
풍화토	261,458	87,153	0.620	0.975	208,513	69,504	41
풍화토	261,458	87,153	0.975	0.975	254,922	84,974	37
연 암	2,248,243	749,414	0.975	0.650	1,826,698	608,899	18

*** 붕괴방지수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **매립층** , **퇴적층(자갈층)**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
매립층	2,696	899	0.425	0.625	1,415	472	145 171
매립층	2,696	899	0.625	0.625	1,685	562	146 170
매립층	2,696	899	0.625	0.730	1,826	609	147 169
매립층	2,696	899	0.730	0.730	1,968	656	148to156 160to168
매립층	2,696	899	0.730	1.050	2,399	800	157 159
매립층	2,696	899	1.050	1.050	2,831	944	158
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.700	0.950	11,936	3,979	55 115
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.950	0.950	13,745	4,582	56 114
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.950	0.675	11,755	3,918	57 113
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.675	0.675	9,766	3,255	58TO66 104TO112
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.675	0.700	9,947	3,316	67 103
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.700	0.700	10,128	3,376	68 102
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.700	0.450	8,319	2,773	69 101

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
풍화토	32,254	10,751	0.700	0.950	26,610	8,870	1 34
풍화토	32,254	10,751	0.950	0.950	30,642	10,214	2 33
풍화토	32,254	10,751	0.950	0.100	16,933	5,644	3 32
풍화토	32,254	10,751	0.100	0.250	5,644	1,881	4 31
풍화토	32,254	10,751	0.250	0.640	14,353	4,784	5 30
풍화토	32,254	10,751	0.640	0.640	20,643	6,881	6TO14 21TO29
풍화토	32,254	10,751	0.640	0.950	25,642	8,547	15 20
풍화토	32,254	10,751	0.950	0.950	30,642	10,214	16 19
풍화토	32,254	10,751	0.950	0.700	26,610	8,870	17 18
퇴적층(자갈층)	18,846	6,282	0.850	0.200	9,894	3,298	71 99
퇴적층(자갈층)	18,846	6,282	0.200	0.300	4,712	1,571	72 98
퇴적층(자갈층)	18,846	6,282	0.300	0.660	9,046	3,015	73 97
퇴적층(자갈층)	18,846	6,282	0.660	0.660	12,439	4,146	74TO82 88TO96
퇴적층(자갈층)	18,846	6,282	0.660	0.575	11,638	3,879	83 87

퇴적층(자갈층)	18,846	6,282	0.575	0.575	10,837	3,612	84 TO 86

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.450	0.625	12,321	4,107	145
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.625	0.625	14,326	4,775	143
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.625	0.525	13,180	4,393	140
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	138
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	136
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	134
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	132
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	129
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	127
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	125
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	123
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	121
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.530	12,092	4,031	119
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.530	0.770	14,900	4,967	116
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.770	0.650	16,275	5,425	69
퇴적층(자갈층)	45,813	15,271	0.650	0.975	37,223	12,408	55
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	51
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.620	81,450	27,150	47
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.620	63,322	21,107	43
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.975	81,450	27,150	39
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	35
연 암	878,220	292,740	0.975	0.650	713,554	237,851	1
퇴적층(자갈층)	45,813	15,271	0.650	0.975	37,223	12,408	70
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	52
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.620	81,450	27,150	48
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.620	63,322	21,107	44
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.975	81,450	27,150	40
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	36
연 암	878,220	292,740	0.975	0.650	713,554	237,851	17

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.450	0.625	12,321	4,107	171
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.625	0.625	14,326	4,775	144
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.625	0.525	13,180	4,393	141
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	139
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	137
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	135
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	133
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	131
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	128
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	126

퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	124
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.525	12,034	4,011	122
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.525	0.530	12,092	4,031	120
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.530	0.770	14,900	4,967	117
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.770	0.650	16,275	5,425	101
퇴적층(자갈층)	45,813	15,271	0.650	0.975	37,223	12,408	115
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	54
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.620	81,450	27,150	50
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.620	63,322	21,107	46
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.975	81,450	27,150	42
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	38
연 암	878,220	292,740	0.975	0.650	713,554	237,851	34
퇴적층(자갈층)	45,813	15,271	0.650	0.975	37,223	12,408	100
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	53
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.620	81,450	27,150	49
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.620	63,322	21,107	45
풍화토	102,132	34,044	0.620	0.975	81,450	27,150	41
풍화토	102,132	34,044	0.975	0.975	99,579	33,193	37
연 암	878,220	292,740	0.975	0.650	713,554	237,851	18

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	–	–
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.16 = 0.091 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.16 = 0.224 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

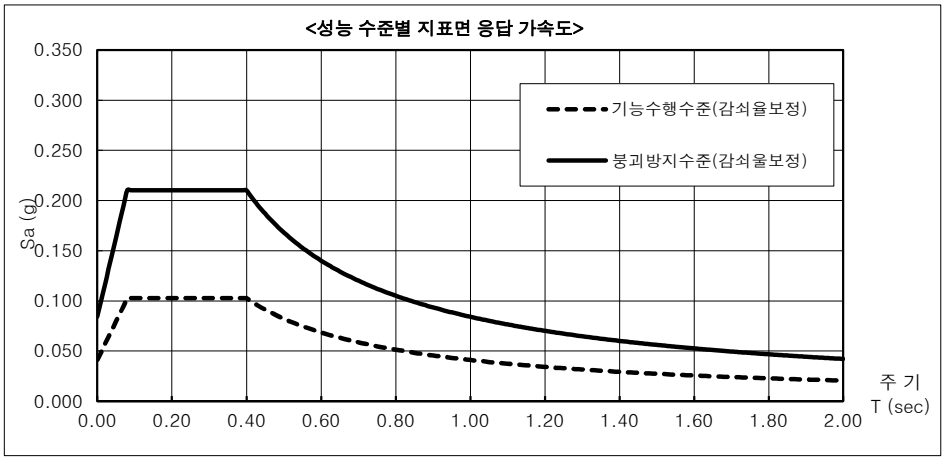
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

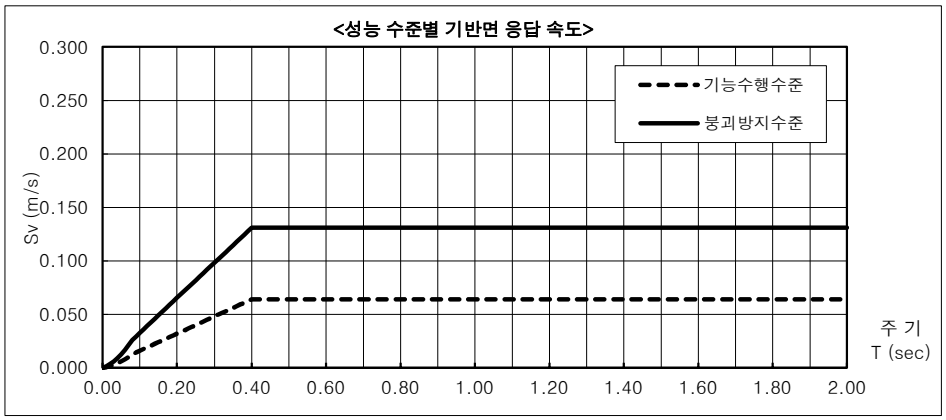
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.200	매립층	-	156	0.056
9.400	퇴적층(자갈층)	-	289	0.130
4.100	풍화토	-	424	0.039
0.000	풍화암	-	631	0.000
14.300	연 암	-	1216	0.047
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.272

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.272 = 0.34 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.103 g = 1.007 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.054 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
2.200	매립층	-	156	0.056
9.400	퇴적층(자갈층)	-	289	0.130
4.100	풍화토	-	424	0.039
0.000	풍화암	-	631	0.000
14.300	연 암	-	1216	0.047
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.272

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.272 = 0.34 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.210 g = 2.061 m/s

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.112 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

$U_{h1} = 2 / \pi^2 \cdot Sv \cdot T_s \cdot \cos(\omega_0 \cdot x_1 / v_{sod1})$ 제 1층에서의 변위

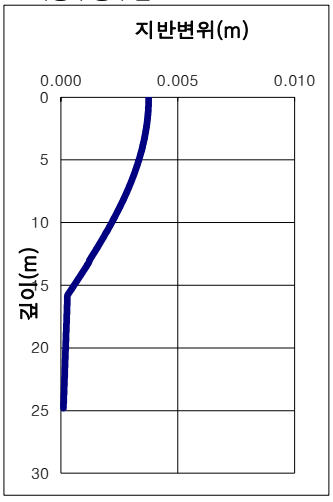
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 8.65 m, H_1 = 15.7 m, H_2 = 14.3 m, γ_1 = 19.1 , γ_2 = 23.0

V_{s0d1} = 306 m/s V_{s0d2} = 1216 m/s α = 0.21

ω_0 = 29.130 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 8.650 m

Sv = 0.054 m/s

Ts = 0.34 sec

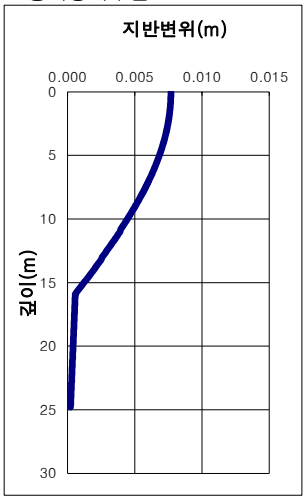
$U(Z_U)$=U(Z=0.850m)

= 0.003740 m

$U(Z_B)$=U(Z=8.650m)

= 0.000951 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 8.650 m

Sv = 0.112 m/s

Ts = 0.34 sec

$U(Z_U)$=U(Z=0.850m)

= 0.007659 m

$U(Z_B)$=J(Z=13.790m

= 0.001948 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

*** 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 4,467 \times 0.003740 = \mathbf{16.709}\ kN/m^2$ (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 899 \times 0.007659 = \mathbf{6.883}\ kN/m^2$ (붕괴방지수준)

*** 측벽에 작용하는 지반변위하중**

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z (m)	U(Z) (m)	$U(Z_B)$ (m)	$U(Z)-U(Z_B)$ (m)	K_H (kN/m^3)	P(Z) (kN/m^2)
기능수행수준	145	0.850	0.003740	0.000951	0.002789	58,681	163.653
	143	1.475	0.003716	0.000951	0.002764	58,681	162.203
	140	2.100	0.003678	0.000951	0.002726	58,681	159.979
	138	2.625	0.003636	0.000951	0.002684	58,681	157.518
	136	3.150	0.003585	0.000951	0.002633	58,681	154.524
	134	3.675	0.003525	0.000951	0.002573	58,681	151.003
	132	4.200	0.003456	0.000951	0.002504	58,681	146.963
	129	4.725	0.003378	0.000951	0.002427	58,681	142.417
	127	5.250	0.003292	0.000951	0.002341	58,681	137.373
	125	5.775	0.003198	0.000951	0.002247	58,681	131.846
	123	6.300	0.003096	0.000951	0.002145	58,681	125.849
	121	6.825	0.002986	0.000951	0.002035	58,681	119.398
	119	7.350	0.002869	0.000951	0.001917	58,681	112.507
	116	7.880	0.002743	0.000951	0.001791	58,681	105.124
	69	8.650	0.002548	0.000951	0.001596	58,681	93.670
	55	8.650	0.002548	0.000951	0.001596	117,281	187.210
	51	9.625	0.002281	0.000951	0.001330	261,458	347.626
	47	10.600	0.001995	0.000951	0.001043	261,458	272.751
	43	11.220	0.001803	0.000951	0.000852	261,458	222.754
	39	11.840	0.001606	0.000951	0.000654	261,458	171.111
	35	12.815	0.001284	0.000951	0.000333	261,458	87.005
	1	13.790	0.000951	0.000951	0.000000	2,248,243	0.000
	70	8.650	0.002548	0.000951	0.001596	117,281	187.210
	52	9.625	0.002281	0.000951	0.001330	261,458	347.626
	48	10.600	0.001995	0.000951	0.001043	261,458	272.751
	44	11.220	0.001803	0.000951	0.000852	261,458	222.754
	40	11.840	0.001606	0.000951	0.000654	261,458	171.111
	36	12.815	0.001284	0.000951	0.000333	261,458	87.005
	17	13.790	0.000951	0.000951	0.000000	2,248,243	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	171	0.850	0.003740	0.000951	0.002789	58,681	163.653
	144	1.475	0.003716	0.000951	0.002764	58,681	162.203
	141	2.100	0.003678	0.000951	0.002726	58,681	159.979
	139	2.625	0.003636	0.000951	0.002684	58,681	157.518
	137	3.150	0.003585	0.000951	0.002633	58,681	154.524
	135	3.675	0.003525	0.000951	0.002573	58,681	151.003
	133	4.200	0.003456	0.000951	0.002504	58,681	146.963
	131	4.725	0.003378	0.000951	0.002427	58,681	142.417
	128	5.250	0.003292	0.000951	0.002341	58,681	137.373
	126	5.775	0.003198	0.000951	0.002247	58,681	131.846
	124	6.300	0.003096	0.000951	0.002145	58,681	125.849
	122	6.825	0.002986	0.000951	0.002035	58,681	119.398
	120	7.350	0.002869	0.000951	0.001917	58,681	112.507
	117	7.880	0.002743	0.000951	0.001791	58,681	105.124
	101	8.650	0.002548	0.000951	0.001596	58,681	93.670
	115	8.650	0.002548	0.000951	0.001596	117,281	187.210
	54	9.625	0.002281	0.000951	0.001330	261,458	347.626
	50	10.600	0.001995	0.000951	0.001043	261,458	272.751
	46	11.220	0.001803	0.000951	0.000852	261,458	222.754
	42	11.840	0.001606	0.000951	0.000654	261,458	171.111
	38	12.815	0.001284	0.000951	0.000333	261,458	87.005
	34	13.790	0.000951	0.000951	0.000000	2,248,243	0.000
	100	8.650	0.002548	0.000951	0.001596	117,281	187.210
	53	9.625	0.002281	0.000951	0.001330	261,458	347.626
	49	10.600	0.001995	0.000951	0.001043	261,458	272.751
	45	11.220	0.001803	0.000951	0.000852	261,458	222.754
	41	11.840	0.001606	0.000951	0.000654	261,458	171.111
	37	12.815	0.001284	0.000951	0.000333	261,458	87.005
	18	13.790	0.000951	0.000951	0.000000	2,248,243	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	145	0.850	0.007659	0.001948	0.005711	22,922	130.910
	143	1.475	0.007609	0.001948	0.005660	22,922	129.750
	140	2.100	0.007531	0.001948	0.005583	22,922	127.971
	138	2.625	0.007445	0.001948	0.005497	22,922	126.003
	136	3.150	0.007341	0.001948	0.005392	22,922	123.607
	134	3.675	0.007218	0.001948	0.005270	22,922	120.791
	132	4.200	0.007077	0.001948	0.005129	22,922	117.560
	129	4.725	0.006918	0.001948	0.004970	22,922	113.922
	127	5.250	0.006742	0.001948	0.004794	22,922	109.888
	125	5.775	0.006549	0.001948	0.004601	22,922	105.467
	123	6.300	0.006340	0.001948	0.004392	22,922	100.670
	121	6.825	0.006115	0.001948	0.004167	22,922	95.509
	119	7.350	0.005874	0.001948	0.003926	22,922	89.997
	116	7.880	0.005617	0.001948	0.003669	22,922	84.091
	69	8.650	0.005217	0.001948	0.003269	22,922	74.929
	55	8.650	0.005217	0.001948	0.003269	45,813	149.754
	51	9.625	0.004671	0.001948	0.002723	102,132	278.075
	47	10.600	0.004084	0.001948	0.002136	102,132	218.180
	43	11.220	0.003693	0.001948	0.001745	102,132	178.187
	39	11.840	0.003288	0.001948	0.001340	102,132	136.876
	35	12.815	0.002630	0.001948	0.000681	102,132	69.597
	1	13.790	0.001948	0.001948	0.000000	878,220	0.000
	70	8.650	0.005217	0.001948	0.003269	45,813	149.754
	52	9.625	0.004671	0.001948	0.002723	102,132	278.075
	48	10.600	0.004084	0.001948	0.002136	102,132	218.180
	44	11.220	0.003693	0.001948	0.001745	102,132	178.187
	40	11.840	0.003288	0.001948	0.001340	102,132	136.876
	36	12.815	0.002630	0.001948	0.000681	102,132	69.597
	17	13.790	0.001948	0.001948	0.000000	878,220	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	171	0.850	0.007659	0.001948	0.005711	22,922	130.910
	144	1.475	0.007609	0.001948	0.005660	22,922	129.750
	141	2.100	0.007531	0.001948	0.005583	22,922	127.971
	139	2.625	0.007445	0.001948	0.005497	22,922	126.003
	137	3.150	0.007341	0.001948	0.005392	22,922	123.607
	135	3.675	0.007218	0.001948	0.005270	22,922	120.791
	133	4.200	0.007077	0.001948	0.005129	22,922	117.560
	131	4.725	0.006918	0.001948	0.004970	22,922	113.922
	128	5.250	0.006742	0.001948	0.004794	22,922	109.888
	126	5.775	0.006549	0.001948	0.004601	22,922	105.467
	124	6.300	0.006340	0.001948	0.004392	22,922	100.670
	122	6.825	0.006115	0.001948	0.004167	22,922	95.509
	120	7.350	0.005874	0.001948	0.003926	22,922	89.997
	117	7.880	0.005617	0.001948	0.003669	22,922	84.091
	101	8.650	0.005217	0.001948	0.003269	22,922	74.929
	115	8.650	0.005217	0.001948	0.003269	45,813	149.754
	54	9.625	0.004671	0.001948	0.002723	102,132	278.075
	50	10.600	0.004084	0.001948	0.002136	102,132	218.180
	46	11.220	0.003693	0.001948	0.001745	102,132	178.187
	42	11.840	0.003288	0.001948	0.001340	102,132	136.876
	38	12.815	0.002630	0.001948	0.000681	102,132	69.597
	34	13.790	0.001948	0.001948	0.000000	878,220	0.000
	100	8.650	0.005217	0.001948	0.003269	45,813	149.754
	53	9.625	0.004671	0.001948	0.002723	102,132	278.075
	49	10.600	0.004084	0.001948	0.002136	102,132	218.180
	45	11.220	0.003693	0.001948	0.001745	102,132	178.187
	41	11.840	0.003288	0.001948	0.001340	102,132	136.876
	37	12.815	0.002630	0.001948	0.000681	102,132	69.597
	18	13.790	0.001948	0.001948	0.000000	878,220	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 2.997$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 4.311 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 3.654$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 2.397$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 3.448 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 2.923$ kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.827$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 1.903 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 1.365$ kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP}/(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1}\sin(w_0x_u/v_{s0d1}) = 0.662$ kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 1.522 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B)/2 = 1.092$ kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 0.850 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.091 × 0.987 = 2.026 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.224 × 0.987 = 4.976 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 1.300 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.290 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.300 × 25.0 × 0.091 × 0.876 = 2.595 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.300 × 25.0 × 0.224 × 0.876 = 6.375 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 1.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.650 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.000 × 25.0 × 0.091 × 0.870 = 1.984 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.000 × 25.0 × 0.224 × 0.870 = 4.873 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 1.300 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 13.790 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.300 × 25.0 × 0.091 × 0.793 = 2.351 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.300 × 25.0 × 0.224 × 0.793 = 5.774 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 좌측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
본선	145	0.850	0.900	25.0	0.091	0.224	0.987	2.026	4.976
	143	1.475	0.900	25.0	0.091	0.224	0.978	2.007	4.928
	140	2.100	0.900	25.0	0.091	0.224	0.969	1.987	4.881
	138	2.625	0.900	25.0	0.091	0.224	0.961	1.971	4.842
	136	3.150	0.900	25.0	0.091	0.224	0.953	1.955	4.802
	134	3.675	0.900	25.0	0.091	0.224	0.945	1.939	4.762
	132	4.200	0.900	25.0	0.091	0.224	0.937	1.923	4.722
	129	4.725	0.900	25.0	0.091	0.224	0.929	1.907	4.683
	127	5.250	0.900	25.0	0.091	0.224	0.921	1.890	4.643
	125	5.775	0.900	25.0	0.091	0.224	0.913	1.874	4.603
	123	6.300	0.900	25.0	0.091	0.224	0.906	1.858	4.564
	121	6.825	0.900	25.0	0.091	0.224	0.898	1.842	4.524
	119	7.350	0.900	25.0	0.091	0.224	0.890	1.826	4.484
	116	7.880	0.900	25.0	0.091	0.224	0.882	1.809	4.444
	69	8.650	0.900	25.0	0.091	0.224	0.870	1.786	4.386
램프	55	8.650	1.400	25.0	0.091	0.224	0.870	2.778	6.823
	51	9.625	1.400	25.0	0.091	0.224	0.856	2.731	6.708
	47	10.600	1.400	25.0	0.091	0.224	0.841	2.684	6.593
	43	11.220	1.400	25.0	0.091	0.224	0.832	2.655	6.521
	39	11.840	1.400	25.0	0.091	0.224	0.822	2.625	6.448
	35	12.815	1.400	25.0	0.091	0.224	0.808	2.578	6.333
	1	13.790	1.400	25.0	0.091	0.224	0.793	2.532	6.218
	70	8.650	1.400	25.0	0.091	0.224	0.870	2.778	6.823
	52	9.625	1.400	25.0	0.091	0.224	0.856	2.731	6.708
	48	10.600	1.400	25.0	0.091	0.224	0.841	2.684	6.593
	44	11.220	1.400	25.0	0.091	0.224	0.832	2.655	6.521
	40	11.840	1.400	25.0	0.091	0.224	0.822	2.625	6.448
	36	12.815	1.400	25.0	0.091	0.224	0.808	2.578	6.333
	17	13.790	1.400	25.0	0.091	0.224	0.793	2.532	6.218

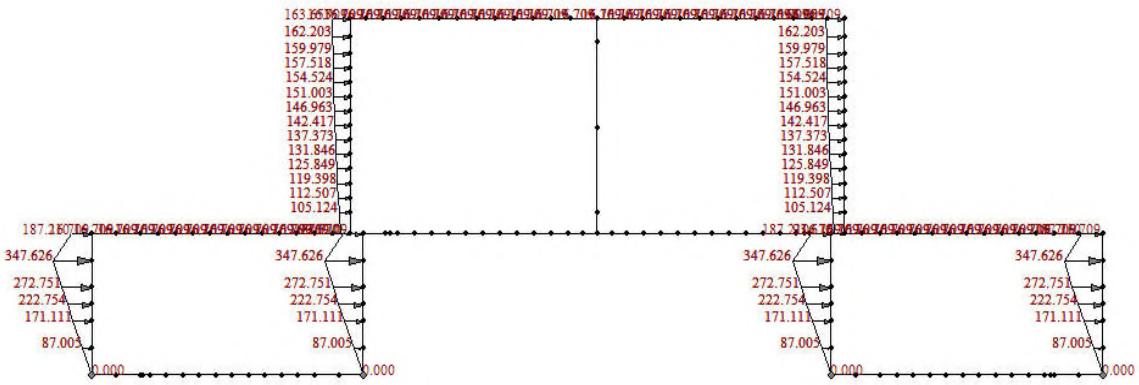
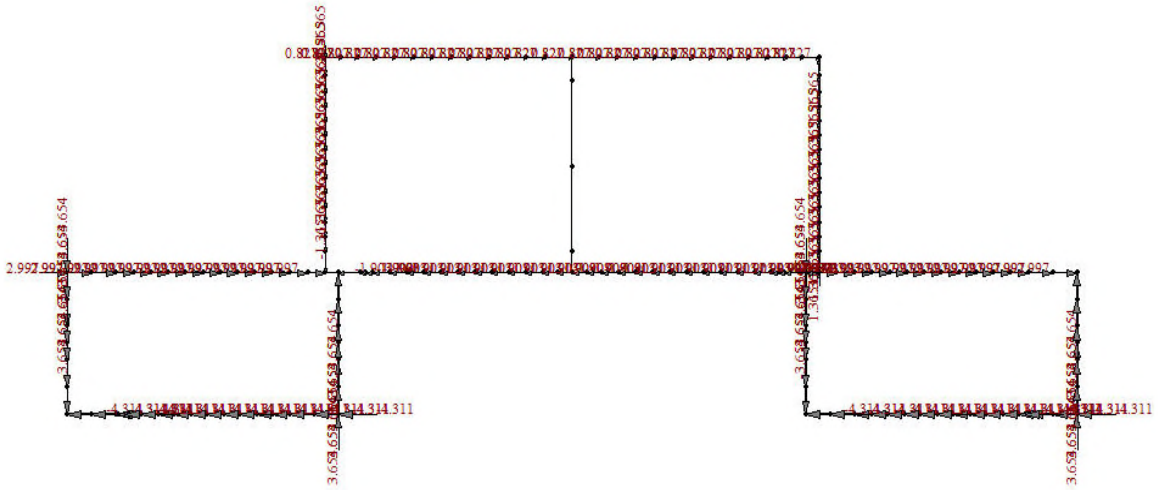
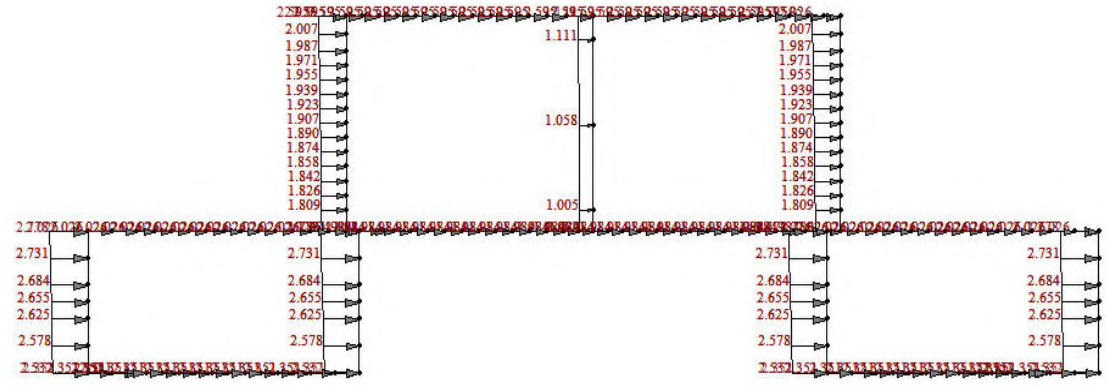
- 우측벽체 관성력

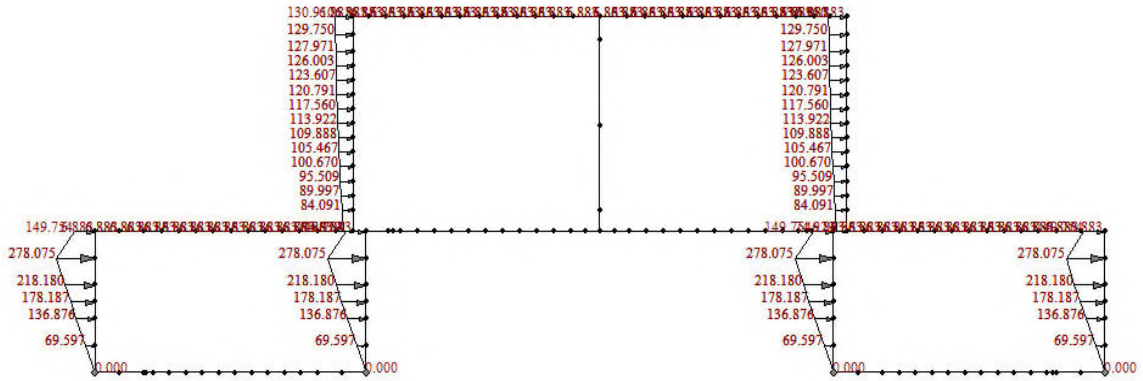
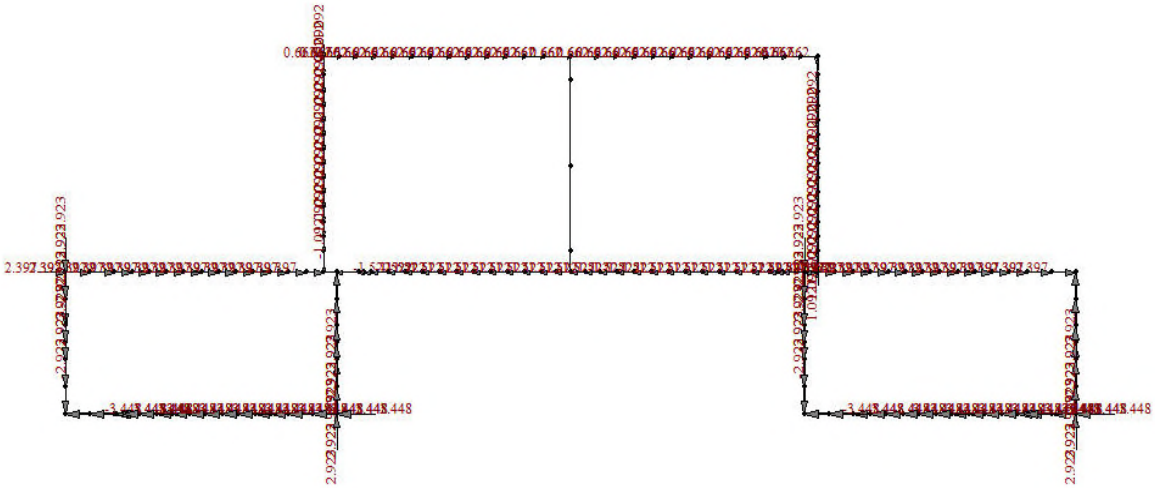
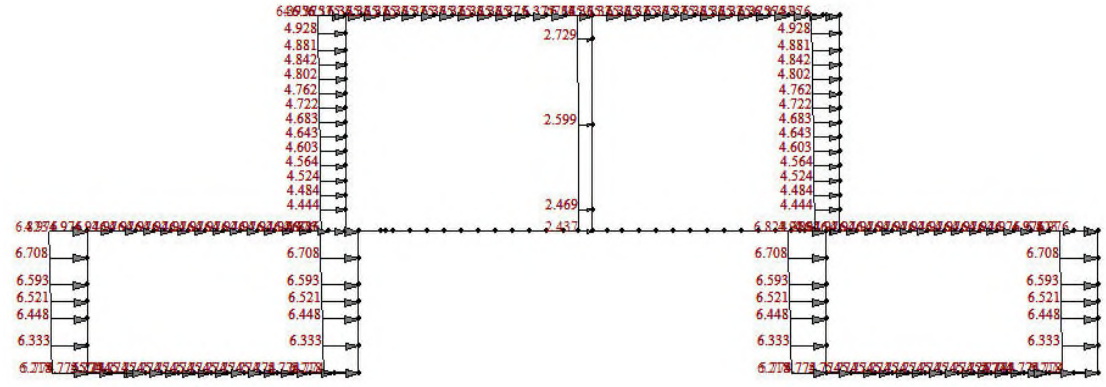
구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
본선	171	0.850	0.900	25.0	0.091	0.224	0.987	2.026	4.976
	144	1.475	0.900	25.0	0.091	0.224	0.978	2.007	4.928
	141	2.100	0.900	25.0	0.091	0.224	0.969	1.987	4.881
	139	2.625	0.900	25.0	0.091	0.224	0.961	1.971	4.842
	137	3.150	0.900	25.0	0.091	0.224	0.953	1.955	4.802
	135	3.675	0.900	25.0	0.091	0.224	0.945	1.939	4.762
	133	4.200	0.900	25.0	0.091	0.224	0.937	1.923	4.722
	131	4.725	0.900	25.0	0.091	0.224	0.929	1.907	4.683
	128	5.250	0.900	25.0	0.091	0.224	0.921	1.890	4.643
	126	5.775	0.900	25.0	0.091	0.224	0.913	1.874	4.603
	124	6.300	0.900	25.0	0.091	0.224	0.906	1.858	4.564
	122	6.825	0.900	25.0	0.091	0.224	0.898	1.842	4.524
	120	7.350	0.900	25.0	0.091	0.224	0.890	1.826	4.484
	117	7.880	0.900	25.0	0.091	0.224	0.882	1.809	4.444
	101	8.650	0.900	25.0	0.091	0.224	0.870	1.786	4.386
램프	115	8.650	1.400	25.0	0.091	0.224	0.870	2.778	6.823
	54	9.625	1.400	25.0	0.091	0.224	0.856	2.731	6.708
	50	10.600	1.400	25.0	0.091	0.224	0.841	2.684	6.593
	46	11.220	1.400	25.0	0.091	0.224	0.832	2.655	6.521
	42	11.840	1.400	25.0	0.091	0.224	0.822	2.625	6.448
	38	12.815	1.400	25.0	0.091	0.224	0.808	2.578	6.333
	34	13.790	1.400	25.0	0.091	0.224	0.793	2.532	6.218
	100	8.650	1.400	25.0	0.091	0.224	0.870	2.778	6.823
	53	9.625	1.400	25.0	0.091	0.224	0.856	2.731	6.708
	49	10.600	1.400	25.0	0.091	0.224	0.841	2.684	6.593
	45	11.220	1.400	25.0	0.091	0.224	0.832	2.655	6.521
	41	11.840	1.400	25.0	0.091	0.224	0.822	2.625	6.448
	37	12.815	1.400	25.0	0.091	0.224	0.808	2.578	6.333
	18	13.790	1.400	25.0	0.091	0.224	0.793	2.532	6.218

- 본선 중앙벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	γ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
중앙벽체	158	0.850	0.500	25.0	0.091	0.224	0.987	1.125	2.764
	142	1.700	0.500	25.0	0.091	0.224	0.975	1.111	2.729
	130	4.790	0.500	25.0	0.091	0.224	0.928	1.058	2.599
	118	7.880	0.500	25.0	0.091	0.224	0.882	1.005	2.469
	85	8.650	0.500	25.0	0.091	0.224	0.870	0.992	2.437

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

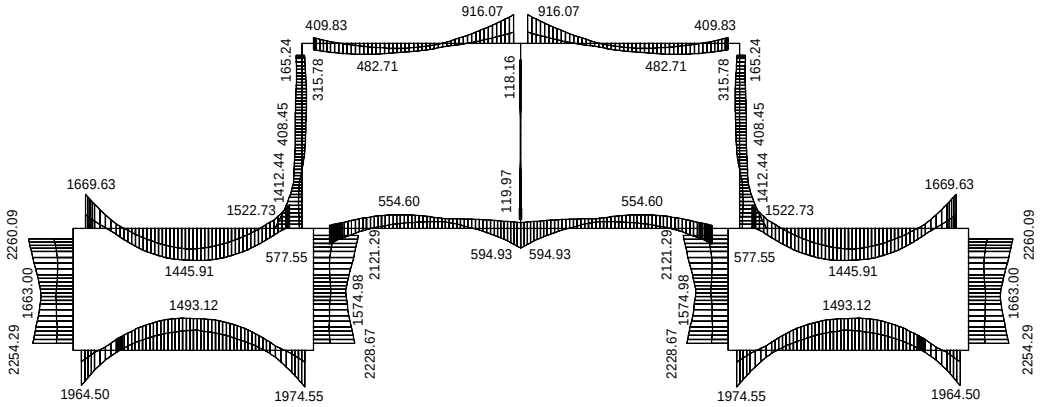
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

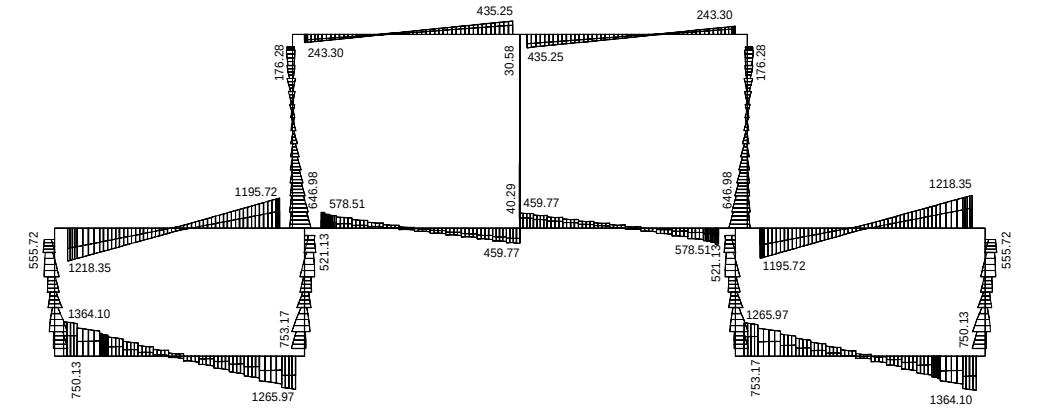
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압		
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有				
				좌측	우측		좌측	우측								
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	

6. 단면력도

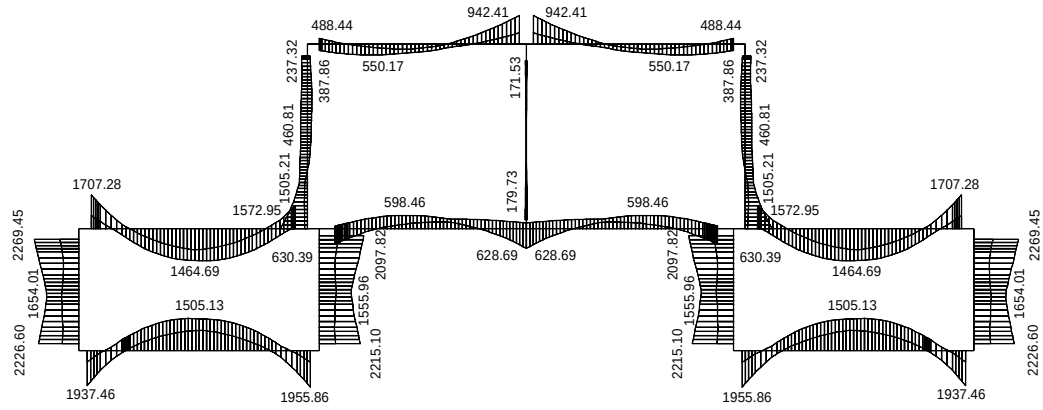
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)



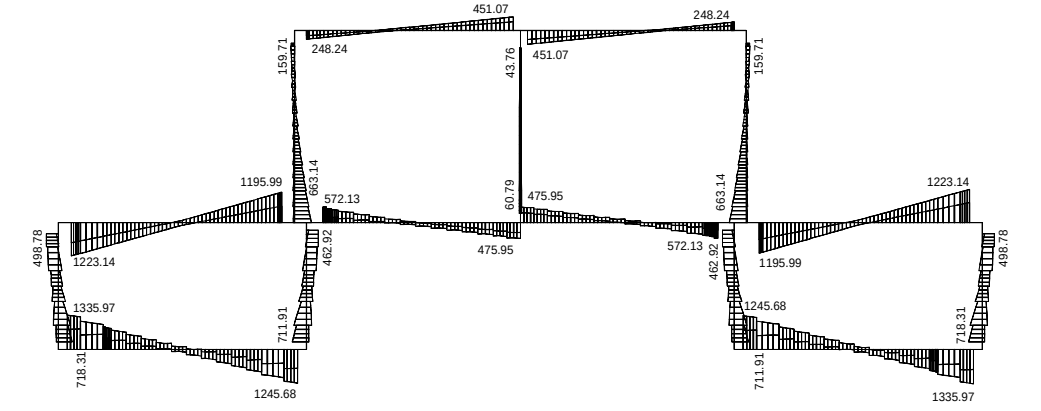
기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 - 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	램프벽체부	57	I[55]	1669.630	-	893.500	-
	램프중앙부	63	J[62]	1451.140	-	-	-
	램프접합부	70	J[69]	1522.730	-	985.580	-
	본선접합부	149	J[146]	456.700	-	194.420	-
	본선중앙부	152	I[148]	510.630	-	-	-
	중앙벽체부	161	J[158]	916.070	-	348.270	-
하 부 슬래브	램프벽체부	1	I[1]	1964.500	-	907.120	-
	램프중앙부	9	I[9]	1493.120	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	1974.550	-	857.620	-
	본선접합부	72	I[70]	634.050	0.000	508.450	-
	본선중앙부	79	3/4	542.690	0.000	-	-
	중앙벽체부	86	J[85]	597.580	0.000	340.550	-
	램프측구	4	J[5]	853.690	0.000	865.970	-
	본선측구	74	I[72]	451.620	0.000	473.720	-

7.1.2 벽체: 램프

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	53	J[55]	2270.460	762.100	330.010	
		P_{max}	53	I[51]	556.580	1374.130	330.010	
	중앙 부모멘트	M_{max}	41	J[43]	1663.000	900.970	-	
		P_{max}	41	I[39]	808.910	1413.250	-	
	하단	M_{max}	33	I[1]	2254.290	1016.280	668.980	
		P_{max}	33	I[1]	620.640	1460.770	668.980	
내측 벽체	상단	M_{max}	54	J[70]	2121.290	1120.130	330.350	
		P_{max}	54	I[52]	1953.730	1155.300	330.350	
	중앙 부모멘트	M_{max}	42	J[44]	1574.980	1237.930	-	
		P_{max}	42	I[40]	1523.750	1266.630	-	
	하단	M_{max}	34	I[17]	2228.670	1368.260	671.390	
		P_{max}	34	I[17]	2228.670	1368.260	671.390	

7.1.3 벽체 :본선

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	316	278	315.780	278.430	176.390	
		P_{max}	297	294	297.040	293.790	176.390	
	중앙 부모멘트	M_{max}	461	157	460.850	157.140	-	
		P_{max}	113	394	112.650	394.230	-	
	하단	M_{max}	1493	214	1493.430	214.200	593.300	
		P_{max}	214	463	213.570	462.870	593.300	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	163	487	162.790	486.850	41.910	
		P_{max}	114	817	113.560	816.840	41.910	
	중앙	M_{max}	153	564	152.950	564.410	-	
		P_{max}	104	908	104.170	907.750	-	
	하단	M_{max}	176	573	176.040	572.900	58.940	
		P_{max}	120	919	119.970	919.080	58.940	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	램프벽체부	57	I[55]	1707.280	-	902.960	-
	램프중앙부	63	J[62]	1445.880	-	-	-
	램프접합부	70	J[69]	1572.950	-	988.890	-
	본선접합부	149	J[146]	488.440	-	200.980	-
	본선중앙부	152	I[148]	546.870	-	-	-
	중앙벽체부	161	J[158]	942.410	-	363.880	-
하 부 슬래브	램프벽체부	1	I[1]	1937.460	-	892.050	-
	램프중앙부	9	I[9]	1504.210	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	1955.860	-	850.980	-
	본선접합부	72	I[70]	630.390	0.000	504.160	-
	본선중앙부	79	2/4	588.280	0.000	-	-
	중앙벽체부	86	J[85]	628.690	0.000	356.850	-
	램프측구	4	J[5]	867.540	0.000	852.910	-
	본선측구	74	I[72]	448.500	0.000	470.570	-

8.1.2 벽체 : 램프

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	상단	M_{max}	53	J[55]	2269.450	762.100	318.500	
		P_{max}	53	I[51]	543.310	1381.920	318.500	
	중앙 부모멘트	M_{max}	41	J[43]	1654.010	887.280	-	
		P_{max}	41	I[39]	805.290	1428.300	-	
	하단	M_{max}	33	I[1]	2226.600	1002.350	620.640	
		P_{max}	33	I[1]	648.330	1474.700	620.640	
내측 벽체	상단	M_{max}	54	J[70]	2097.820	1113.830	284.270	
		P_{max}	54	I[52]	1927.740	1156.840	284.270	
	중앙 부모멘트	M_{max}	42	I[40]	1555.960	1265.420	-	
		P_{max}	42	I[40]	1555.960	1265.420	-	
	하단	M_{max}	34	I[17]	2215.100	1360.190	614.750	
		P_{max}	34	I[17]	2215.100	1360.190	614.750	

8.1.3 벽체 : 본선

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	388	284	387.860	283.700	176.840	
		P_{max}	370	300	370.450	299.570	176.840	
	중앙 부모멘트	M_{max}	461	157	460.810	157.140	-	
		P_{max}	60	406	60.290	405.870	-	
	하단	M_{max}	1505	214	1505.210	214.200	591.120	
		P_{max}	121	478	120.810	478.210	591.120	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	172	487	171.530	486.850	43.760	
		P_{max}	165	817	164.970	816.840	43.760	
	중앙	M_{max}	156	908	155.910	907.750	-	
		P_{max}	156	908	155.910	907.750	-	
	하단	M_{max}	180	919	179.730	919.080	60.790	
		P_{max}	180	919	179.730	919.080	60.790	

슬래브

구 분		모멘트검토위치		전단검토위치		계 수 하 중			사 용 하 중
		부재	절점	부재	절점	M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	램프벽체부	57	I[55]	59	I[57]	1385.000	-	974.050	949.400
	램프중앙부	63	2/4	-	-	1920.000	-	0.000	1293.120
	램프접합부	70	J[69]	68	J[67]	1397.560	-	1149.780	847.990
	본선접합부	149	J[146]	151	I[147]	663.320	-	260.200	448.040
	본선중앙부	152	I[148]	-	-	669.770	-	0.000	462.090
	중앙벽체부	161	J[158]	159	J[156]	1339.100	-	479.670	914.440
하 부 슬래브	램프벽체부	1	I[1]	3	I[3]	1978.290	-	988.920	1359.710
	램프중앙부	9	3/4	-	-	1639.900	-	0.000	1101.320
	램프접합부	16	J[17]	14	J[15]	1879.120	-	918.150	1298.190
	본선접합부	72	I[70]	73	I[71]	536.890	-	506.510	368.930
	본선중앙부	79	I[77]	-	-	785.960	-	0.000	527.870
	중앙벽체부	86	J[85]	84	J[83]	1392.080	-	630.780	924.150
	램프측구	4	J[5]	4	I[4]	472.920	-	943.270	354.910
	본선측구	74	I[72]	74	I[72]	357.660	-	465.870	241.880

벽체(램프)

구 분			모멘트검토위치		전단검토위치		계 수 하 중			사 용 하 중
			부재	절점	부재	절점	M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단부	M_{max}	53	J[55]	49	J[51]	1919.120	1567.400	426.290	1304.440
		P_{max}	53	I[51]	49	J[51]	1836.350	1607.550	426.290	1304.440
	중앙부(-)	M_{max}	41	I[39]	-	-	1862.570	1698.700	0.000	1264.710
		P_{max}	41	I[39]	-	-	1862.570	1698.700	0.000	1264.710
	하단부	M_{max}	33	I[1]	37	I[35]	2332.610	1778.980	535.460	1599.900
		P_{max}	33	I[1]	37	I[35]	2332.610	1778.980	535.460	1599.900
내측 벽체	상단부	M_{max}	54	J[70]	50	J[52]	1799.390	1485.560	426.290	1289.790
		P_{max}	54	I[52]	50	J[52]	1658.820	1525.720	426.290	1289.790
	중앙부(-)	M_{max}	42	I[40]	-	-	1701.710	1599.000	0.000	1168.350
		P_{max}	42	I[40]	-	-	1701.710	1599.000	0.000	1168.350
	하단부	M_{max}	34	I[17]	38	I[36]	2185.300	1666.990	546.060	1512.000
		P_{max}	34	I[17]	38	I[36]	2185.300	1666.990	546.060	1512.000

벽체(본선)

구 분			모멘트검토위치		전단검토위치		계 수 하 중			사 용 하 중
			부재	절점	부재	절점	M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단부	M_{max}	147	J[145]	142	I[138]	529.960	361.420	224.860	71.510
		P_{max}	147	I[143]	142	I[138]	505.020	377.970	224.860	71.510
	중앙부(+)	M_{max}	144	J[143]	-	-	505.020	376.000	0.000	332.620
		P_{max}	144	I[140]	-	-	385.230	392.540	0.000	249.310
	중앙부(-)	M_{max}	129	I[125]	-	-	607.910	479.550	0.000	421.040
		P_{max}	129	I[125]	-	-	607.910	479.550	0.000	421.040
	하단부	M_{max}	117	I[69]	122	I[119]	1635.350	549.570	571.830	1093.240
		P_{max}	117	I[69]	122	I[119]	1635.350	549.570	571.830	1093.240
중앙부 벽체	상단부	M_{max}	146	J[158]	146	I[142]	42.930	1103.510	10.550	26.830
		P_{max}	146	I[142]	146	I[142]	41.350	1116.010	10.550	25.840
	중앙부(+)	M_{max}	126	I[118]	-	-	23.880	1206.920	0.000	14.920
		P_{max}	126	I[118]	-	-	23.880	1206.920	0.000	14.920
	하단부	M_{max}	119	I[85]	119	I[85]	28.040	1218.240	10.550	17.530
		P_{max}	119	I[85]	119	I[85]	28.040	1218.240	10.550	17.530

정착장검토용

구분		검토위치		계 수 하 중		비고
		부재	절점	M_u(kN·m)	S_u(kN)	
상 부 슬래브	램프벽체부					
	램프중앙부					
	0					
	0					
	0					
	램프접합부					
	본선접합부					
	본선중앙부					
외측 벽체	상단부					
	하단부					
벽체	상단부					
	중앙부(+)					
	하단부					
외측 벽체	상단부					
	중앙부(+)					

국회대로 지하차도

STA.0+619.000

▣ 설계요약

1. 기초검토

구 분	지지층	Qmax(kN/㎡)	Qa(kN/㎡)	비 고
램프	풍화토	252.67	400.00	O.K
본선	퇴적층	122.05	400.00	O.K

2. 부력검토

구 분	B(양압력), kN/m	R(저항력), kN/m	S.F	비 고
본체	4696.104	6816.47	1.452	O.K

3. 단면 설계 정리

※ 상부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
상부슬래브	램프 벽체부	1385.00	949.40	-	1707.28	1707.28	974.05	2309.76	1732.70	1.00	1.467 1.367	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.35	329.10	125.00
	램프 중앙부	1920.00	1293.12	-	1451.14	1920.00		2515.86		1.00	1.300 1.220	0.080	H32@250 + H32@250		1.31	419.89	125.00
	램프 접합부	1397.56	847.99	-	1572.95	1572.95	1149.78	2309.76	1732.70	1.00	1.467 1.367	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.47	394.02	125.00
	본선 접합부	663.32	448.04	-	488.44	663.32	260.20	1283.60		1.00	1.067 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		1.94	420.69	125.00
	본선 중앙부	669.77	462.09	-	546.87	669.77		1081.46		1.00	0.900 0.820	0.080	H25@250 + H25@250		1.61	528.46	125.00
	중앙 벽체부	1339.10	914.44	-	942.41	1339.10	479.67	1968.61		1.00	1.067 0.967	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.47	272.94	125.00

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	1978.29	1359.71		1964.50	1978.29	988.92	2472.66	1732.70	1.00	1.300 1.200	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.25	196.59	125.00
	램프 중앙부	1639.90	1101.32		1504.21	1639.90		2053.48		1.00	1.300 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		1.25	391.15	125.00
	램프 접합부	1879.12	1298.19		1974.55	1974.55	918.15	2472.66	1732.70	1.00	1.300 1.200	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.25	215.85	125.00
	본선 접합부	536.89	368.93		634.05	634.05	508.45	1494.34		1.00	1.000 0.900	0.100	H29@250 + H29@250		2.36	966.90	125.00
	본선 중앙부	785.96	527.87		588.28	785.96		1219.28		1.00	1.000 0.920	0.080	H25@250 + H25@250		1.55	518.80	125.00
	중앙 벽체부	1392.08	924.15		628.69	1392.08	630.78	1494.34	1299.53	1.00	1.000 0.900	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.07	148.12	125.00
	램프측구	472.92	354.91		867.54	867.54	943.27	1581.71	1371.72	1.00	1.030 0.950	0.080	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.82	1063.11	125.00
	본선측구	357.66	241.88		451.62	451.62	473.72	1179.82		1.00	0.800 0.720	0.080	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	2.61	1169.33	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근 휨철근	사용철근 전단철근	여유율	균열(mm) 필요간격	균열(mm) 배근간격
외측 벽체	상단부 Mmax	1919.12	1304.44	762.10	2270.46	2270.46	426.29	#NAME?		1.00	1.567 1.467	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	211.26	125.00
	상단부 Pmax	1836.35	1304.44	1607.55	556.58	1836.35	426.29	#NAME?		1.00	1.567 1.467	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	211.26	125.00
	중앙부(-) Mmax	1862.57	1264.71	1698.70	1663.00	1862.57		#NAME?		1.00	1.400 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	173.27	125.00
	중앙부(-) Pmax	1862.57	1264.71	1698.70	808.91	1862.57		#NAME?		1.00	1.400 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	173.27	125.00
	하단부 Mmax	2332.61	1599.90	1778.98	2254.29	2332.61	668.98	#NAME?		1.00	1.400 1.300	0.100	H32@250 + H32@250		#NAME?	165.39	125.00
	하단부 Pmax	2332.61	1599.90	1778.98	648.33	2332.61	668.98	#NAME?		1.00	1.400 1.300	0.100	H32@250 + H32@250		#NAME?	165.39	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
내측 벽체	상단부 Mmax	1799.39	1289.79	1120.13	2121.29	2121.29	426.29	#NAME?		1.00	1.567 / 1.467	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	216.09	125.00
	상단부 Pmax	1658.82	1289.79	1525.72	1953.73	1658.82	426.29	#NAME?		1.00	1.567 / 1.467	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	216.09	125.00
	중앙부(-) Mmax	1701.71	1168.35	1599.00	1574.98	1701.71		#NAME?		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	205.19	125.00
	중앙부(-) Pmax	1701.71	1168.35	1599.00	1555.96	1701.71		#NAME?		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	205.19	125.00
	하단부 Mmax	2185.30	1512.00	1368.26	2228.67	2228.67	671.39	#NAME?		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H32@250 + H32@250		#NAME?	187.21	125.00
	하단부 Pmax	2185.30	1512.00	1666.99	2228.67	2185.30	671.39	#NAME?		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H32@250 + H32@250		#NAME?	187.21	125.00

※ 벽체 : 본선

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
외측 벽체	상단부 Mmax	529.96	71.51	361.42	387.86	529.96	224.86	#NAME?		1.00	1.067 / 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	3204.80	125.00
	상단부 Pmax	505.02	71.51	377.97	370.45	505.02	224.86	#NAME?		1.00	1.067 / 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	3204.80	125.00
	중앙부(+) Mmax	505.02	332.62	376.00	370.45	505.02		#NAME?		1.00	0.900 / 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		#NAME?	381.64	125.00
	중앙부(+) Pmax	385.23	249.31	392.54	303.35	385.23		#NAME?		1.00	0.900 / 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		#NAME?	568.07	125.00
	중앙부(-) Mmax	607.91	421.04	479.55	460.85	607.91		#NAME?		1.00	0.900 / 0.800	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	340.68	125.00
	중앙부(-) Pmax	607.91	421.04	479.55	112.65	607.91		#NAME?		1.00	0.900 / 0.800	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	340.68	125.00
	하단부 Mmax	1635.35	1093.24	549.57	1505.21	1635.35	593.30	#NAME?	1128.72	1.00	0.900 / 0.800	0.100	H32@250 + H32@250 / H32@250	H16@150 - 2EA	#NAME?	228.04	125.00
	하단부 Pmax	1635.35	1093.24	549.57	213.57	1635.35	593.30	#NAME?	1128.72	1.00	0.900 / 0.800	0.100	H32@250 + H32@250 / H32@250	H16@150 - 2EA	#NAME?	228.04	125.00
중앙부 벽체	상단부 Mmax	42.93	26.83	486.85	171.53	171.53	43.76	#NAME?		1.00	0.667 / 0.587	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	2746.09	125.00
	상단부 Pmax	41.35	25.84	1116.01	164.97	41.35	43.76	#NAME?		1.00	0.667 / 0.587	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	2851.23	125.00
	중앙부 Mmax	23.88	14.92	907.75	155.91	155.91		#NAME?		1.00	0.500 / 0.420	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	3500.15	125.00
	중앙부 Pmax	23.88	14.92	1206.92	155.91	23.88		#NAME?		1.00	0.500 / 0.420	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	3500.15	125.00
	하단부 Mmax	28.04	17.53	919.08	179.73	179.73	60.79	#NAME?		1.00	0.500 / 0.420	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	2979.04	125.00
	하단부 Pmax	28.04	17.53	1218.24	179.73	28.04	60.79	#NAME?		1.00	0.500 / 1.320	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	2979.04	125.00

4. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽 체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

4.1 상부슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
접합부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.2 상부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
벽체부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.3 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

4.4 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
지간 중앙부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
중앙 기둥부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

4.5 램프 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
상 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

4.6 본선-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
상 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
중 앙	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

4.7 본선 중앙부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
상 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
중 앙	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 처짐검토
16. 지지력검토
17. 신축이음부 검토
18. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 8.000 m	GL -1.000m	풍화토	60MPa	지반조사보고서 참고

(실제토피 H = 7.620 m)

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	$E_c = 8{,}500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

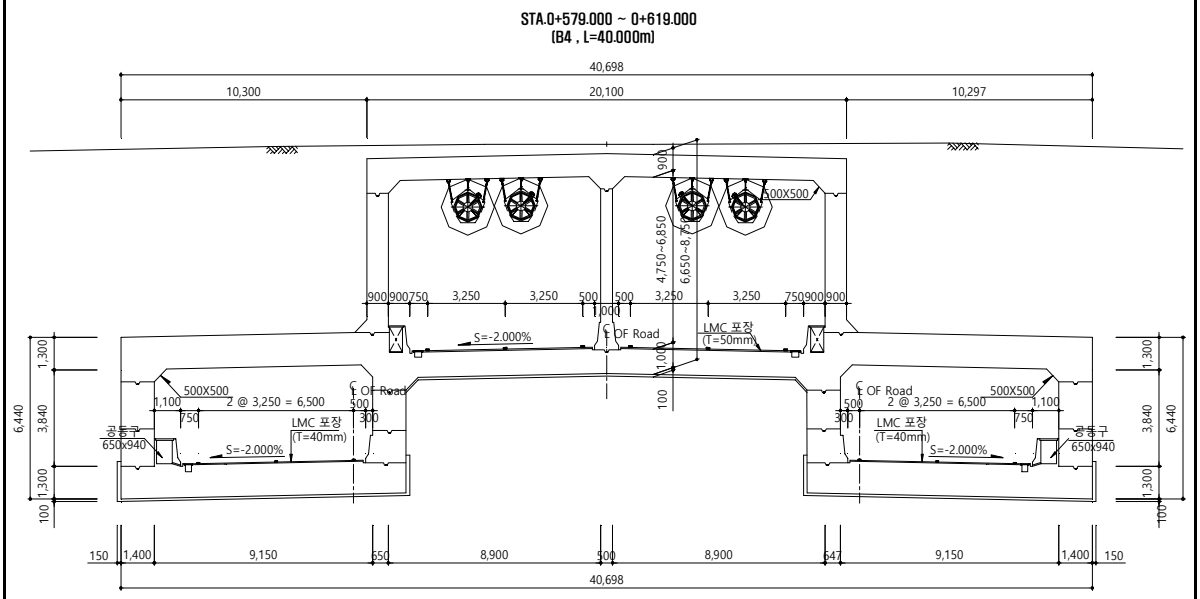
1.9 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

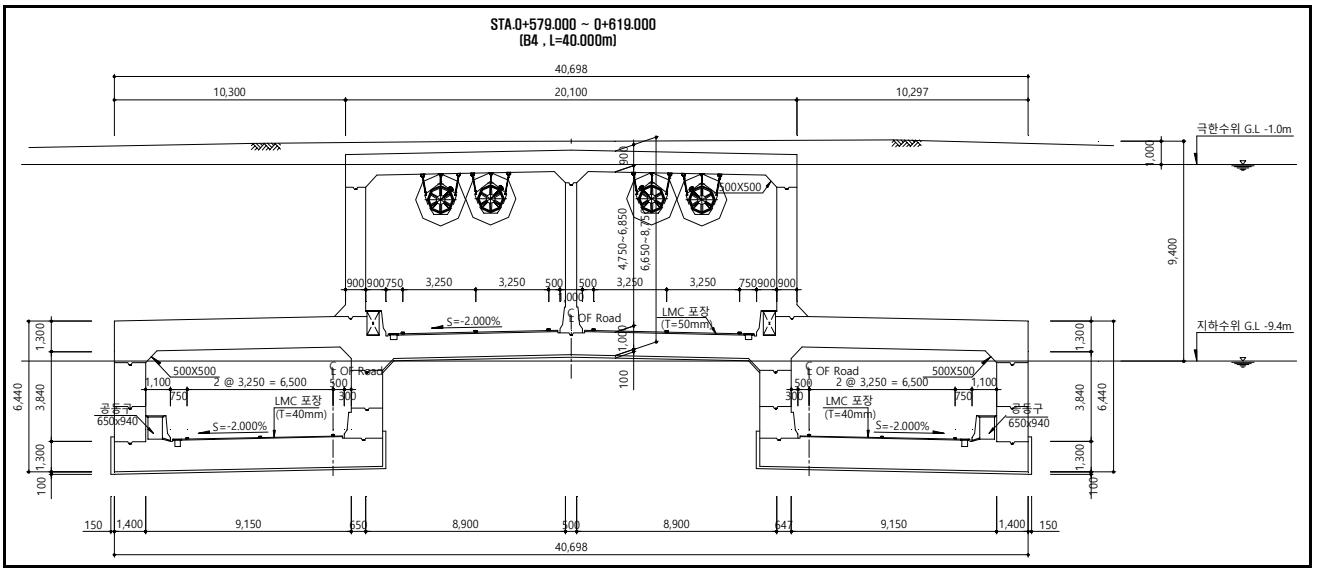
1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정


STA.0+579.000 ~ 0+619.000
(B4 , L=40.000m)
40,698
10,300
20,100
10,297
900
500X500
4,750~6,850
6,650~8,750
900 900 750 3,250 3,250 500 500 3,250 3,250 750 900 900
1,000
S=-2.000%
℄ OF Road
LMC 포장
(T=50mm)
1,000
100
1,300
3,840
6,440
500X500
1,100
2 @ 3,250 = 6,500
500
300
750
LMC 포장
(T=40mm)
S=-2.000%
강동구
650x940
150 1,400 9,150 650 8,900 500 8,900 650 9,150 1,400 150
40,698

3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과 : 램프

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	239.000	2,003.439	지하수위를 4.475m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -9.4m)	1,277.304	6,752.526	F.S = 5.287 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	4,696.104	6,816.470	F.S = 1.452 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토(상부슬래브 폐합전 단면 검토)

3.2.1 굴착고 : 14.440 m

3.2.2 부력 작용폭 : 40.700 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 23.900 m = 239.000 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 16.800 m = 168.000 Hw kN/m

= 407.000 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

3.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 2003.439 + 0.000 + 0.000 = 2003.439 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 램프 하부슬래브

(1.300 × 19.400)× 25.000 = 630.500 kN/m

② 벽 체

외측벽체

(1.400 × 3.840)× 4 EA × 25.000 = 537.600 kN/m

③ 방호벽

중앙부 방호벽

(	0.050	+	0.130	)×	1/2	×	0.750	×	25.00	×	2 EA	=	3.375 kN/m
(	0.130	+	0.250	)×	1/2	×	0.175	×	25.00	×	2 EA	=	1.663 kN/m
(	0.250	+	0.000	)×	1/2	×	0.125	×	25.00	×	2 EA	=	0.781 kN/m

공동구 방호벽

(	0.100	+	0.180	)×	1/2	×	0.750	×	25.00	×	2 EA	=	5.250 kN/m
(	0.180	+	0.300	)×	1/2	×	0.175	×	25.00	×	2 EA	=	2.100 kN/m
(	0.300	+	0.000	)×	1/2	×	0.125	×	25.00	×	2 EA	=	0.938 kN/m

소 계 = 1182.207 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 본선 하부슬래브

(1.000 × 16.800)× 25.000 = 420.000 kN/m

② 벽 체

외측벽체

(0.900 × 6.700)× 2 EA × 25.000 = 301.500 kN/m

중간 벽체

(0.500 × 6.850)× 1 EA × 25.000 = 85.625 kN/m

③ 방호벽

중앙부 방호벽

(	0.050	+	0.130	)×	1/2	×	0.750	×	25.00	×	2 EA	=	3.375 kN/m
(	0.130	+	0.250	)×	1/2	×	0.175	×	25.00	×	2 EA	=	1.663 kN/m
(	0.250	+	0.000	)×	1/2	×	0.125	×	25.00	×	2 EA	=	0.781 kN/m

공동구 방호벽

(	0.100	+	0.180	)×	1/2	×	0.750	×	25.00	×	2 EA	=	5.250 kN/m
(	0.180	+	0.300	)×	1/2	×	0.175	×	25.00	×	2 EA	=	2.100 kN/m
(	0.300	+	0.000	)×	1/2	×	0.125	×	25.00	×	2 EA	=	0.938 kN/m

소 계 = 821.232 kN/m

TOTAL = 2003.439 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{2003.439}{407.000\ Hw} \geq 1.1 \Rightarrow H \leq 4.475\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 4.475m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (지하 수위 : G.L-9.4m)

3.3.1 굴착고 : 14.440 m

3.3.2 부력 작용폭 : 40.700 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 5.040 × 23.900 = 1204.560 KN/m

10.000 × 0.433 × 16.800 = 72.744 KN/m

= 1277.304 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 3156.439 + 3374.793 + 221.294 = 6752.526 KN/m

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 1182.207 KN/m

② 램프 상부 슬래브

(1.300 × 20.600)× 25.000 = 669.500 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 6 EA × 25.000 = 18.750 kN/m

소 계 = 1870.457 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 821.232 KN/m

② 본선 상부 슬래브

(0.900 × 20.100)× 25.000 = 452.250 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 4 EA × 25.000 = 12.500 kN/m

소 계 = 1285.982 kN/m

TOTAL = 3156.439 kN/m

(3) W3 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 20.600)× 23.000 = 213.210 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (7.550 × 20.600)× 19.000 = 2955.070 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.600)× 20.000 = 0.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (0.400 × 20.100)× 19.000 = 152.760 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.100)× 20.000 = 0.000 kN/m

④ 수목하중 = 10.000 kN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 40.700)× 21.500 = 43.753 kN/m

TOTAL = 3374.793 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 8.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 0.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 8.000 ² + 10.0 × 0.000 ²

+ 2 × 19.0 × 8.000 × 0.000)× tan 20° = 221.294 kN/m

3.3.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{6752.526}{1277.304} = 5.287 \geq 1.050 \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 완공후 부력 검토 (극한수위 : G.L - 1.000 m)

3.4.1 굴착고 : 14.440 m

3.4.2 부력 작용폭 : 40.700 m

3.4.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 13.440 × 23.900 = 3212.160 KN/m

10.000 × 8.833 × 16.800 = 1483.944 KN/m

= 4696.104 KN/m

3.4.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 3156.439 + 3518.993 + 141.038 = 6816.470 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 실수위시부력검토 구체자중 = 3156.439 KN/m

TOTAL = 3156.439 kN/m

(2) W_2 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 20.600)× 23.000 = 213.210 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (0.550 × 20.600)× 19.000 = 215.270 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (7.000 × 20.600)× 20.000 = 2884.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (0.400 × 20.100)× 19.000 = 152.760 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.100)× 20.000 = 0.000 kN/m

④ 수목하중 = 10.000 kN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 40.700)× 21.500 = 43.753 kN/m

TOTAL = 3518.993 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi =$ 1 − sin = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 1.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 7.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

$= 2 \times 30.0 \times 0.000 + 0.500 \times (19.0 \times 1.000^2 + 10.0 \times 7.000^2$

$+ 2 \times 19.0 \times 1.000 \times 7.000) \times \tan 20^\circ = 141.038$ kN/m

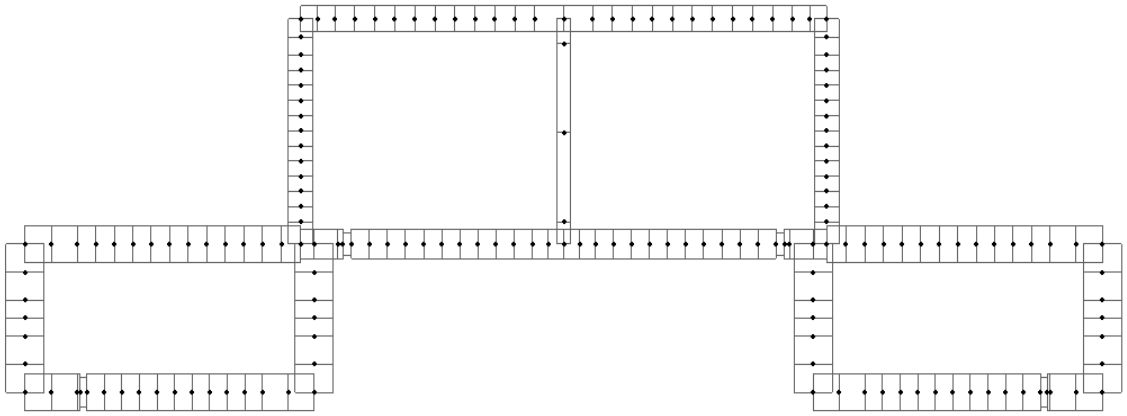
3.4.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{6816.470}{4696.104} = 1.452 \geq 1.050 \quad \therefore \text{O.K}$$

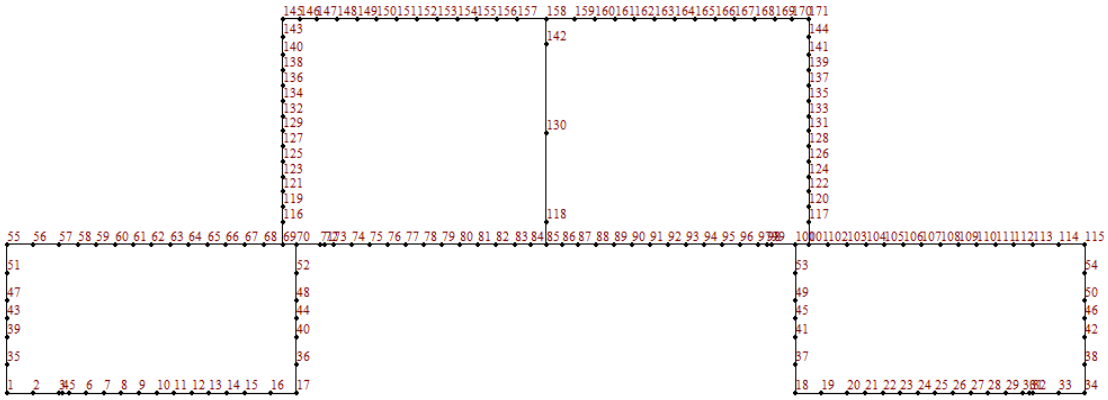
4. 해석모델링

4.1 Modeling

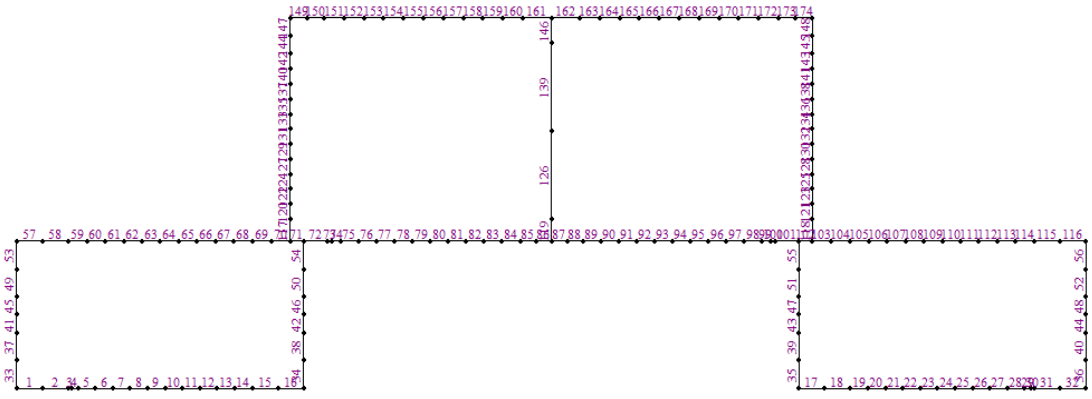
모델링



절점번호



부재번호



4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	1.300	1.300	0.1830833	램프 상부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 상부슬래브
	3	1.000	1.300	1.300	0.1830833	램프 하부슬래브
	4	1.000	1.000	1.000	0.0833333	본선 하부슬래브
	5	1.000	0.220	0.220	0.0008873	풍도 슬래브
벽체	1	1.000	1.400	1.400	0.2286667	램프 벽체
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 외측벽체
	3	1.000	0.500	0.500	0.0104167	본선 중앙벽체

4.3 강역산정

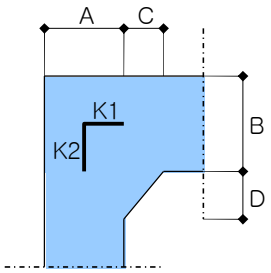
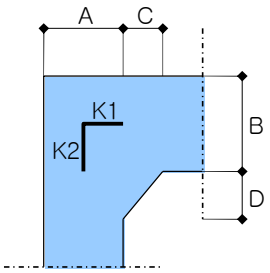
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

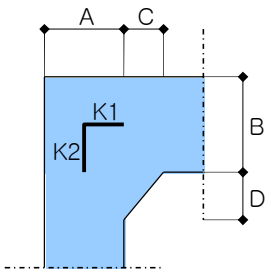
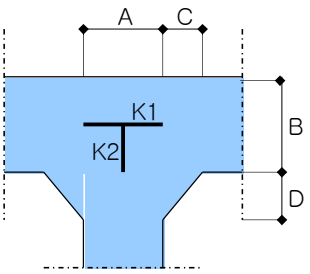
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

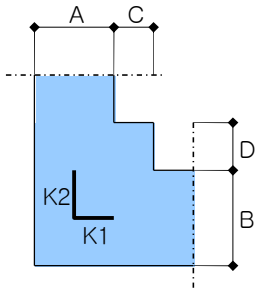
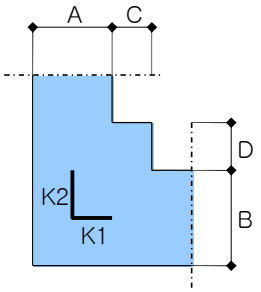
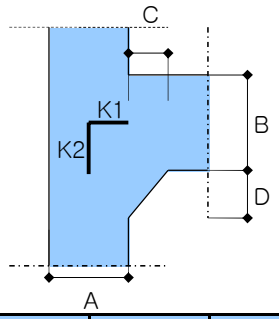
CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

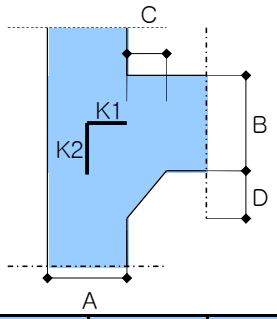
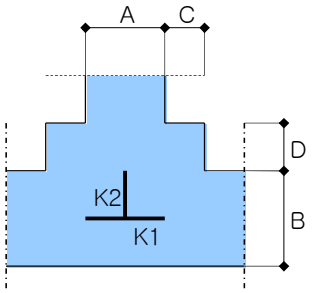
CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

2) 강역설정

구분	(단부)			(접합부)		
상부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	1.400	m	A	1.400	m
	B	1.300	m	B	1.300	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.550	m	K1	0.550	m
	K2	0.450	m	K2	0.450	m

구분	(단부)			(중앙부)		
상부슬래브 본선						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.900	m	A	0.500	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.500	m	K1	0.300	m
	K2	0.500	m	K2	0.700	m

구분	(외측 단부)			(내측 단부)			(접합부)		
하부슬래브 램프									
구분	치수	단위	구분	치수	단위	구분	치수	단위
A	1.400	m	A	1.400	m	A	1.400	m
B	1.300	m	B	1.300	m	B	1.300	m
C		m	C		m	C	0.500	m
D		m	D		m	D	0.500	m
Θ1		°	Θ1		°	Θ1	45.000	°
Θ2		°	Θ2		°	Θ2	45.000	°
K1	0.375	m	K1	0.375	m	K1	0.550	m
K2	0.300	m	K2	0.300	m	K2	0.450	m

구분	(단부)			(중앙부)		
하부슬래브 본선						
구분	치수	단위	구분	치수	단위	
A	1.400	m	A	0.500	m	
B	1.000	m	B	1.000	m	
C	0.500	m	C		m	
D	0.500	m	D		m	
Θ1	45.000	°	Θ1		°	
Θ2	45.000	°	Θ2		°	
K1	0.700	m	K1		m	
K2	0.300	m	K2	0.375	m	

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = (1 / 0.3)·α·E_0

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 60000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 60000 = 800000 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(23.90 × 23.90) = 23.90 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 800000 x (23.90 / 0.3) $^{-3/4}$ = 30,001 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.7000 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	24,751	1 34
2	(0.9500 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	28,501	2 33
3	(0.9500 + 0.1000) / 2 × 30,001	=	15,750	3 32
4	(0.1000 + 0.2500) / 2 × 30,001	=	5,250	4 31
5	(0.2500 + 0.6400) / 2 × 30,001	=	13,350	5 30
6	(0.6400 + 0.6400) / 2 × 30,001	=	19,200	6TO14 21TO29
7	(0.6400 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	23,851	15 20
8	(0.9500 + 0.9500) / 2 × 30,001	=	28,501	16 19
9	(0.9500 + 0.7000) / 2 × 30,001	=	24,751	17 18

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3)\cdot\alpha\cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(16.80 × 16.80) = 16.80 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (16.80 / 0.3) $^{-3/4}$ = 18,237 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.8500 + 0.2000) / 2 × 18,237	=	9,574	71 99
2	(0.2000 + 0.3000) / 2 × 18,237	=	4,559	72 98
3	(0.3000 + 0.6600) / 2 × 18,237	=	8,754	73 97
4	(0.6600 + 0.6600) / 2 × 18,237	=	12,036	74TO82 88TO96
5	(0.6600 + 0.5750) / 2 × 18,237	=	11,261	83 87
6	(0.5750 + 0.5750) / 2 × 18,237	=	10,486	84 TO 86

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

6.2 활하중 ····· LC02~07

(1) 노면 활하중

도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB24 기준)

$D/B_0 \geqq 0.5$		
토피고(D, m)	노면활하중(Pvl, kN/m²)	비 고
1.0	39.000	* 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용.
1.5	25.000	
2.0	18.000	
2.5	14.000	
3.0	11.000	
3.5이상	10.000	

D/B0 < 0.5		
D/B0	Pvl × D, kN/m2	비 고
0.1	17.000	* D/B0의 중간 값은, Pvl × D의 상위값을 적용 *D/B0 중노면활하중(Pvl)은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.000	
0.3	33.000	
0.4이상	36.000	

D/B_0 = 8.000 / 10.300 = 0.777

노면활하중 Pvl = 10.000 kN/㎡

노면활하중에 의한 측압 (hl) = 10.000 × 0.500 = 5 kN/㎡

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (W_{L1}) ∴ W_{L1} = **10.000** kN/m^2

② 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 10.000 × 0.500 ∴ W_{L2} = **5.000** kN/m^2

(2) 활하중 직접재하 (본선부)

① 차량 활하중 직접재하

- 토피고가 1m이하로 차량하중이 직접 재하했을 경우에 대해서 검토
- 계산지간 L = 0.900 / 2 + 8.900 + 0.500 / 2 = 9.600 m
- 유지관리용 차량으로 2차로 재하 적용 (DB-18, DB13.5 적용)
- 2차로 동시 재하시 활하중 감소율 100% 적용
- 충격계수 I = 15 / (40 + 9.600) = 0.302 > 0.300 ∴ 0.300 적용
- 상부슬래브와 차량접기면간 이격거리 = 0.080 + 0.870 + 0.050 = 1.000 m
- 차륜의 접지길이 a = 0.200 m
- 차륜하중 분포폭 E = 0.200 + 2 x 1.000 x tan45° = 2.200 m

- P_{r1} = 72.000 x (1 + 0.300) x 100% / 2.200 = 43.000 kN/m (DB-18)
- P_{r2} = 54.000 x (1 + 0.300) x 100% / 2.200 = 32.000 kN/m (DB-13.5)

6.3 토압 (연직하중 - 지하수가 없을 경우) ····· LC8

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.080	×	23.00	=	1.840	kN/m^2
· 수목하중	:				=	0.000	kN/m^2
· 토 사	:	0.870	×	19.00	=	16.530	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		**19.445**	kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350	kN/m^2
· 토 사	:	7.500	×	19.00	=	142.500	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
				∴ Total W_{D4} =		**153.925**	kN/m^2

6.4 토압 (연직하중 - 지하수가 있는 경우 : GL -1.000 m) ····· LC9

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.080	×	23.00	=	1.840	kN/m^2
· 수목하중	:				=	0.000	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	0.870	×	19.00	=	16.530	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	0.000	×	10.00	=	0.000	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
				∴ Total W_{D5} =		**19.445**	kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	0.550	×	19.00	=	10.450	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	6.950	×	10.00	=	69.500	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
				∴ Total W_{D5} =		**91.375**	kN/m^2

6.5 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.00 × 19.00 + (0.40 + 0.90 / 2) × 19.0]
= **8.075** kN/m^2

· W_{h2} = 8.075 + 0.500 × [7.800 x 19.0] = **82.175** kN/m^2

· W_{h3} = 82.175 + 0.500 × [5.140 x 19.0] = **131.005** kN/m^2

6.6토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.00 × 19.00 + (0.40 + 0.90 / 2) × 19.0]
= **8.075** kN/m^2

· W_{h2} = 8.075 + 0.500 × [0.15 × 19.00 + 7.650 x 10.0] = **47.750** kN/m^2

· W_{h3} = 47.750 + 0.500 × [5.140 x 10.0] = **73.450** kN/m^2

6.7 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 상부슬래브 : 본선

· W_{W1} = (0.00 + 0.00 − 0.00) × 10.0 = **0.000** kN/m²

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· W_{W1} = (7.00 + 0.00 − 0.00) × 10.0 = **70.000** kN/m²

② 본선, 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{W1} = (0.40 + 8.750 − 1.00) × 10.0 = **81.500** kN/m²

④ 램프(도로부), 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{W2}) : 양수압

· W_{W1} = (8.00 + 6.440 − 1.00) × 10.0 = **134.400** kN/m²

6.8 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

· W_{w1} = = **0.000** kN/m²

· W_{w2} = 0.000 + (0.150) x 10.0 = **1.500** kN/m²

· W_{w3} = 1.500 + (7.650) x 10.0 = **78.000** kN/m²

· W_{w4} = 78.000 + (5.140) x 10.0 = **129.400** kN/m²

6.9 건조수축 : − 15℃ (상부슬래브만 재하) ····· LC14

건조수축률 ε = 0.00015

온도선팽창계수 α = 0.00001

6.10 부등침하 : ····· LC15

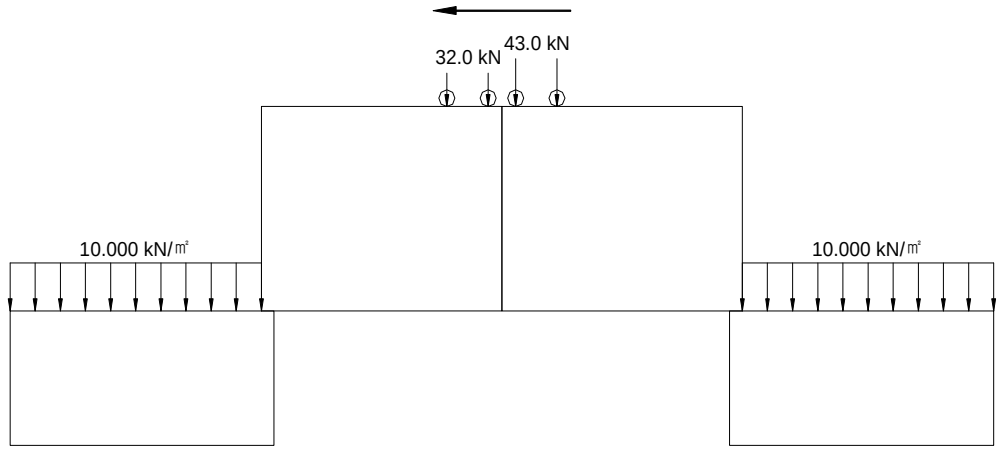
부등 침하량 차이 δ = 3.47mm 지반조사보고서 참조

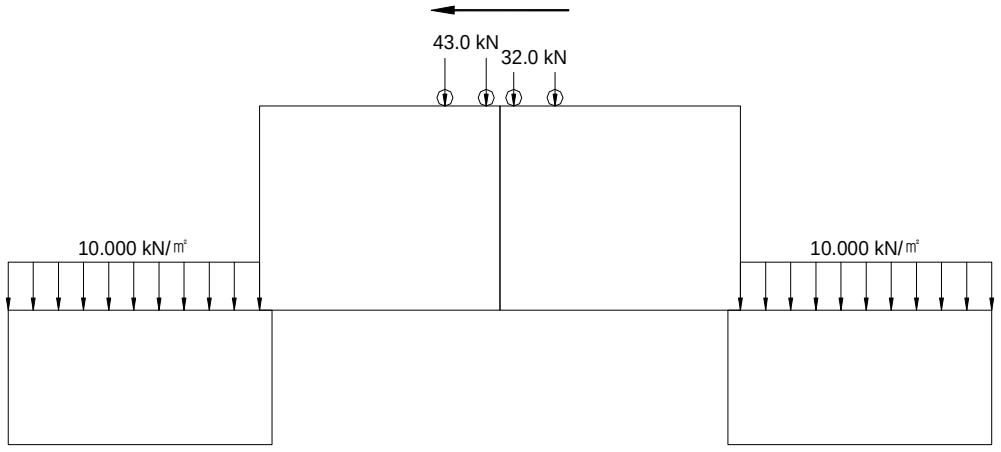
7. 하중재하도

LC1. 고정하중(자중)

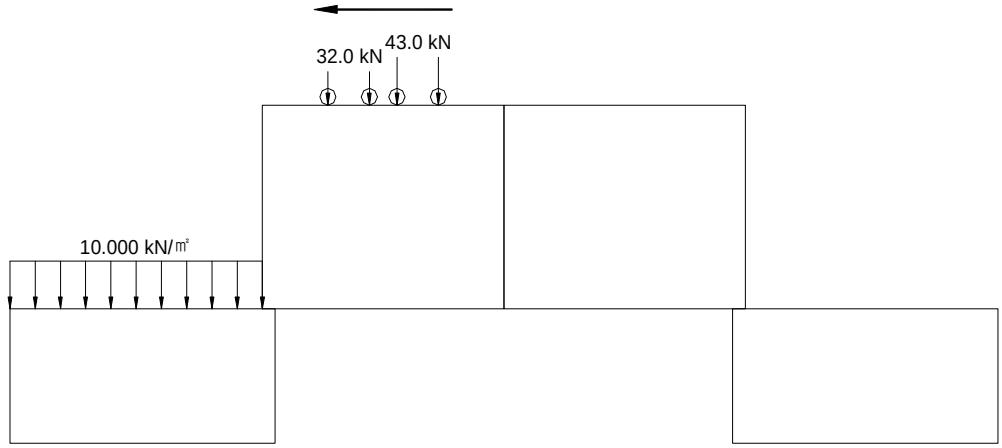
프로그램내에서 자동 계산

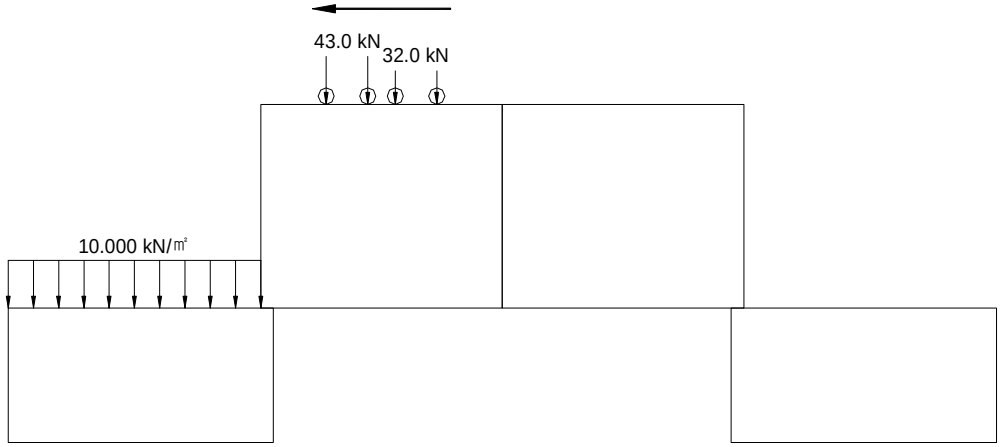
LC2. 활하중(연직하중 만재하시)



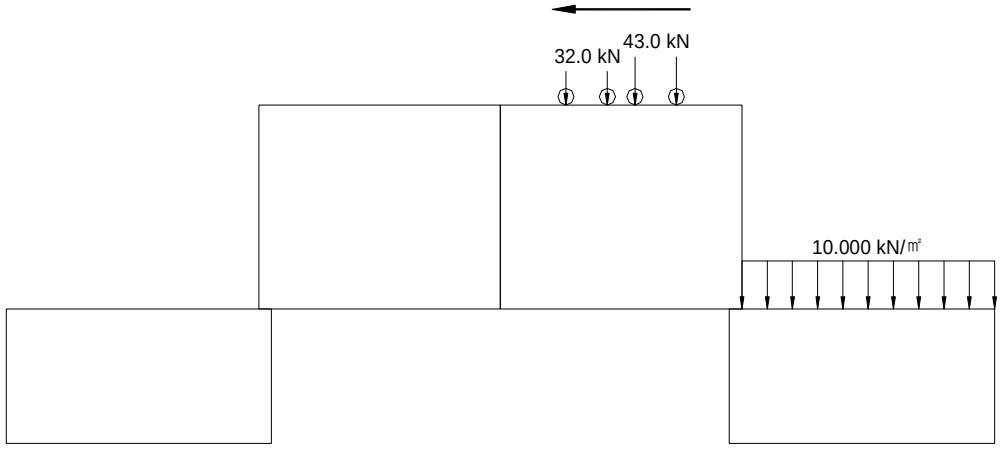


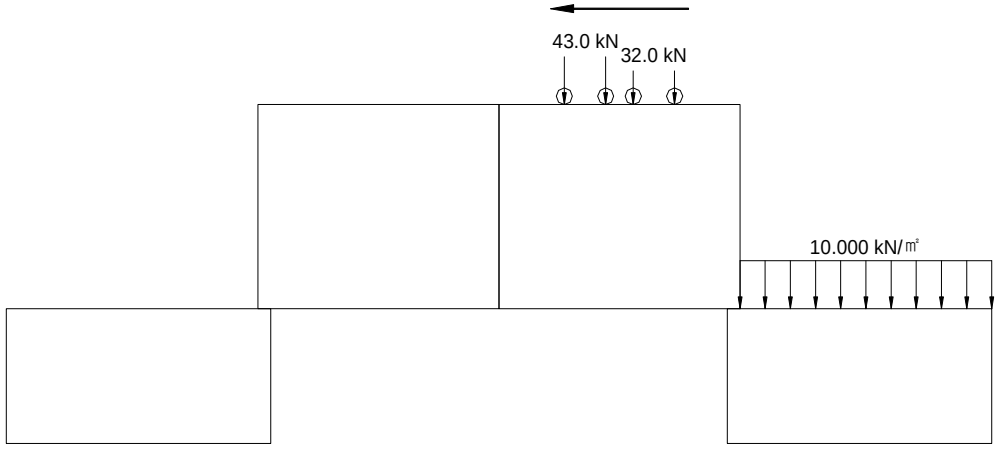
LC3. 활하중(연직하중 좌측편재하시)



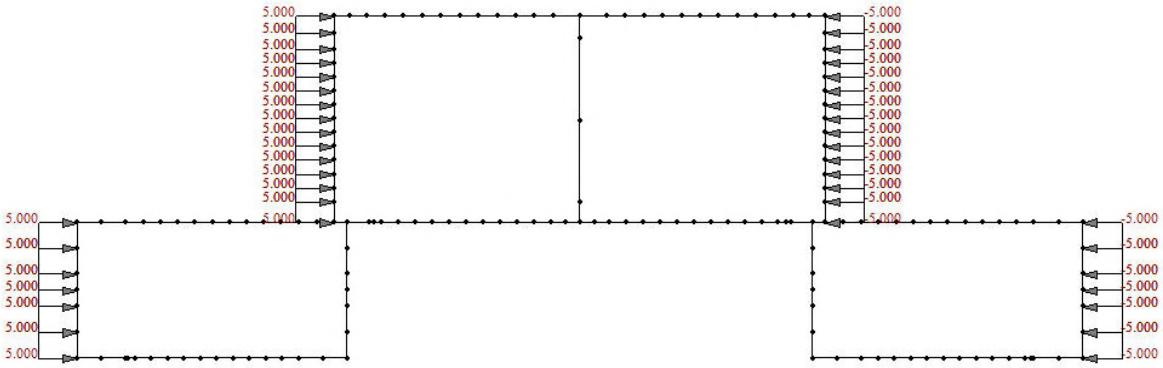


LC4. 활하중(연직하중 우측편재하시)

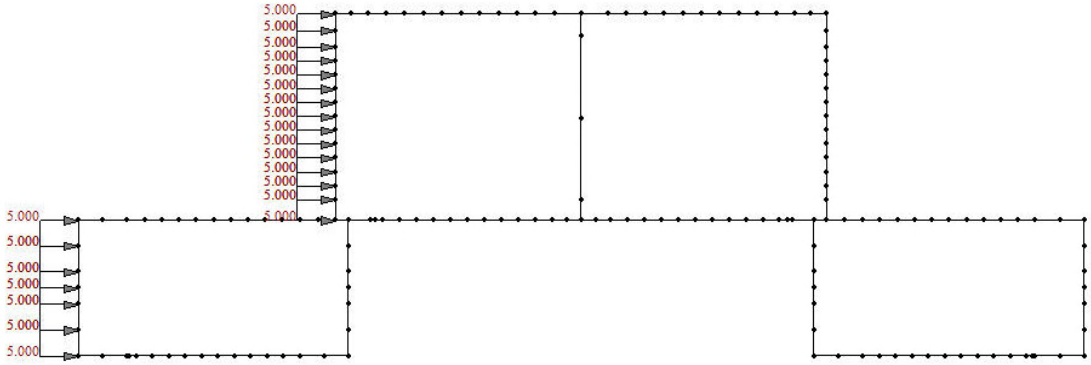




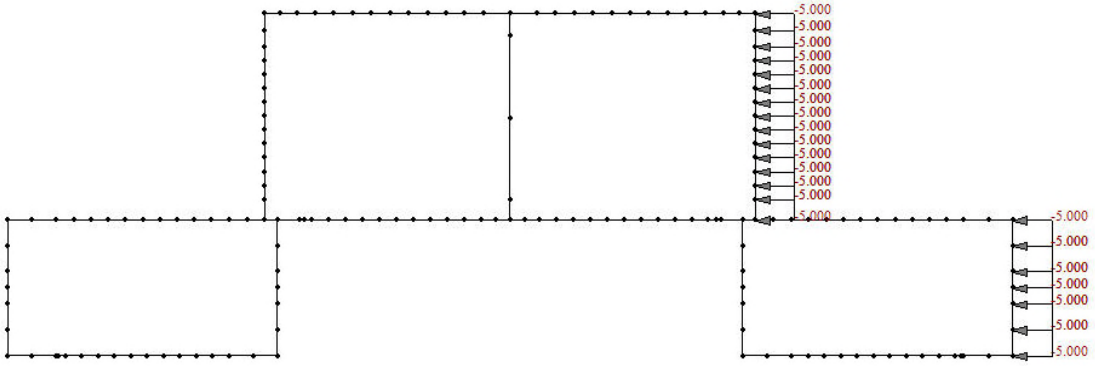
LC5. 활하중(수평하중 만재하시)



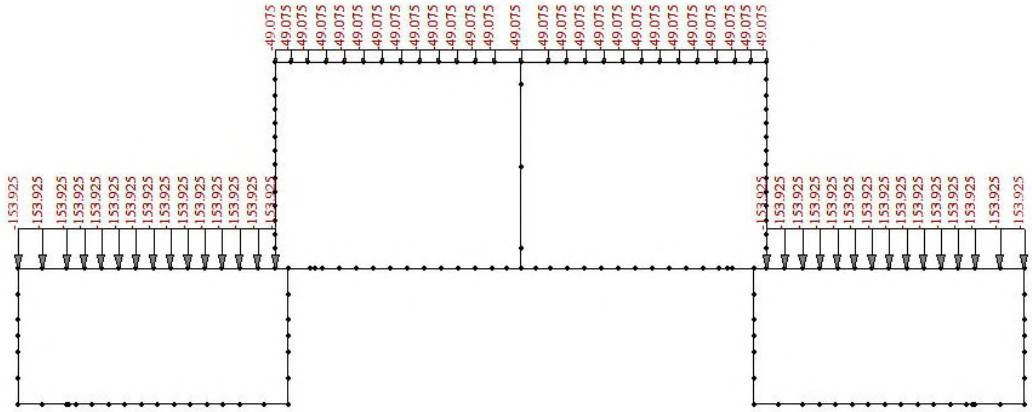
LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)



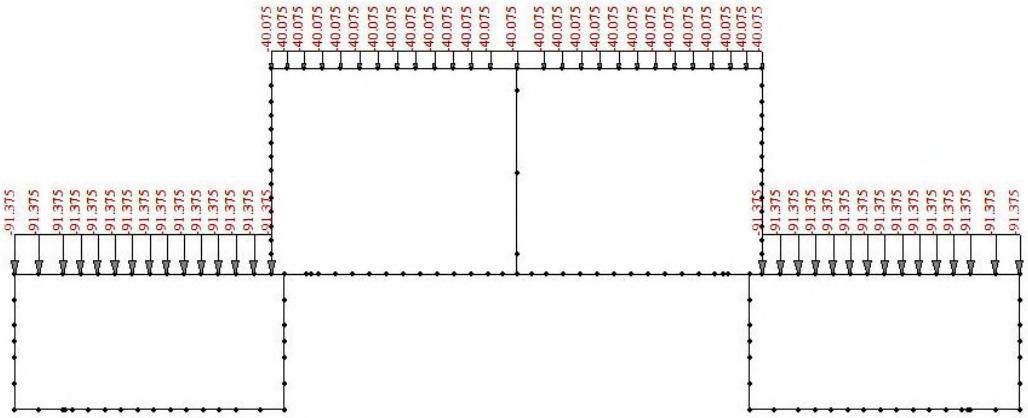
LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)



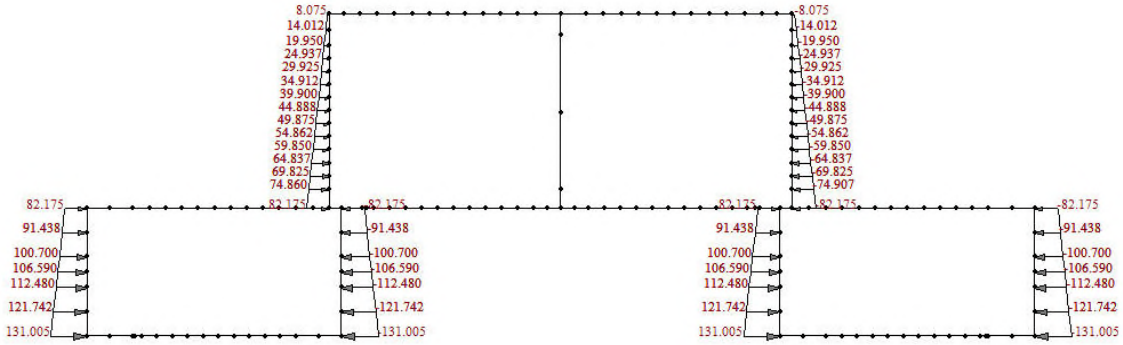
LC8. 토압(연직하중 지하수無)



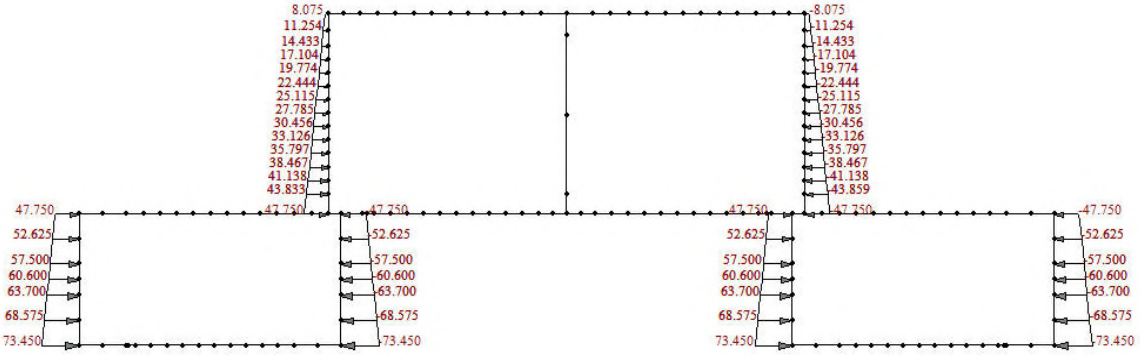
LC9. 토압(연직하중 지하수有)



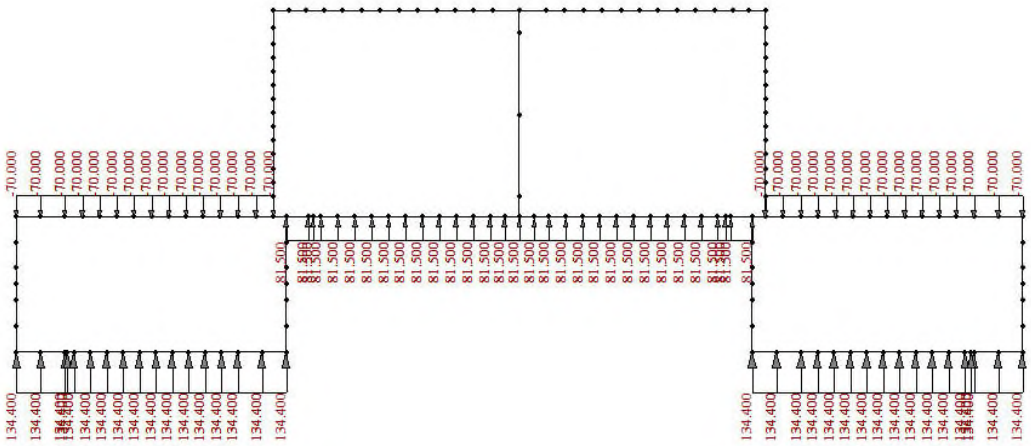
LC10. 토압(수평하중 지하수無)



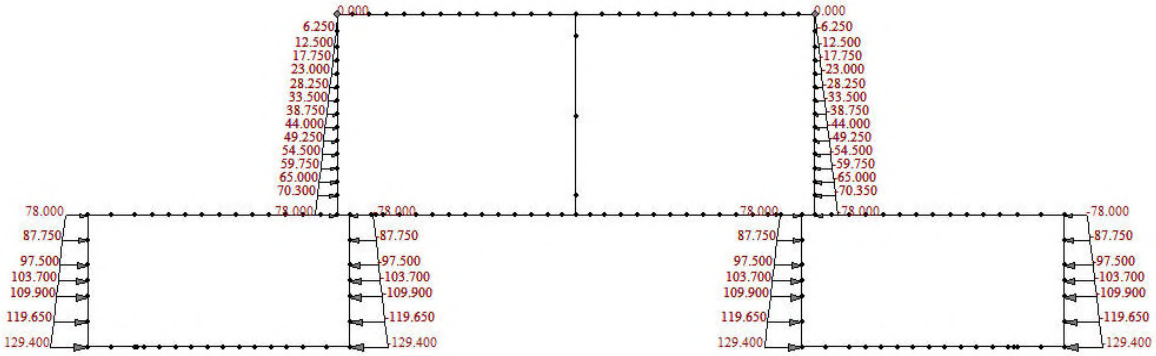
LC11. 토압(수평하중 지하수有)



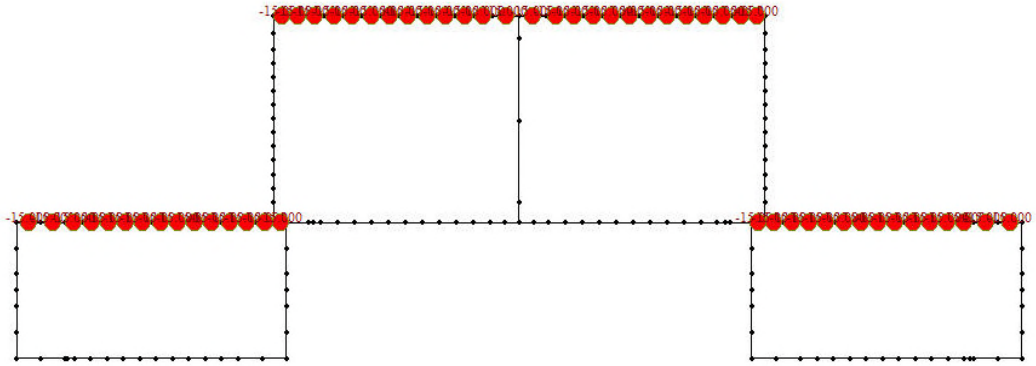
LC12. 수압(연직하중)



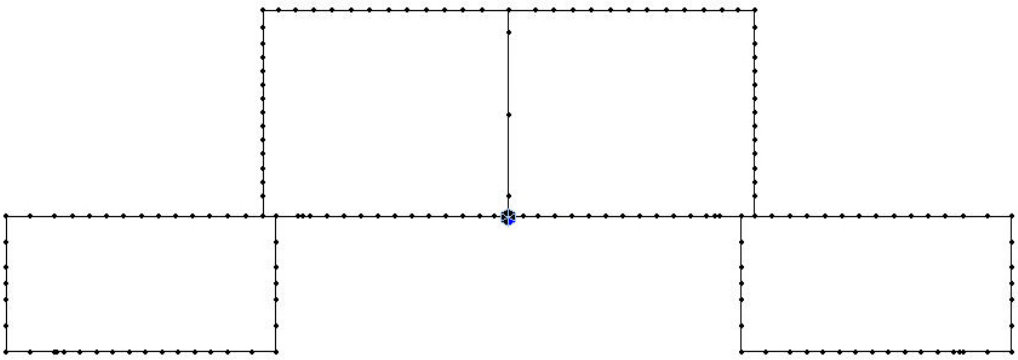
LC13. 수압(수평하중)



LC14. 건조수축하중



LC15. 부등침하



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

$h \leq 2.0$ m 에 대해서, $\alpha_H = 1.0$

$h > 2.0$ m 에 대해서, $\alpha_H = 1.05 - 0.025h \geq 0.875$

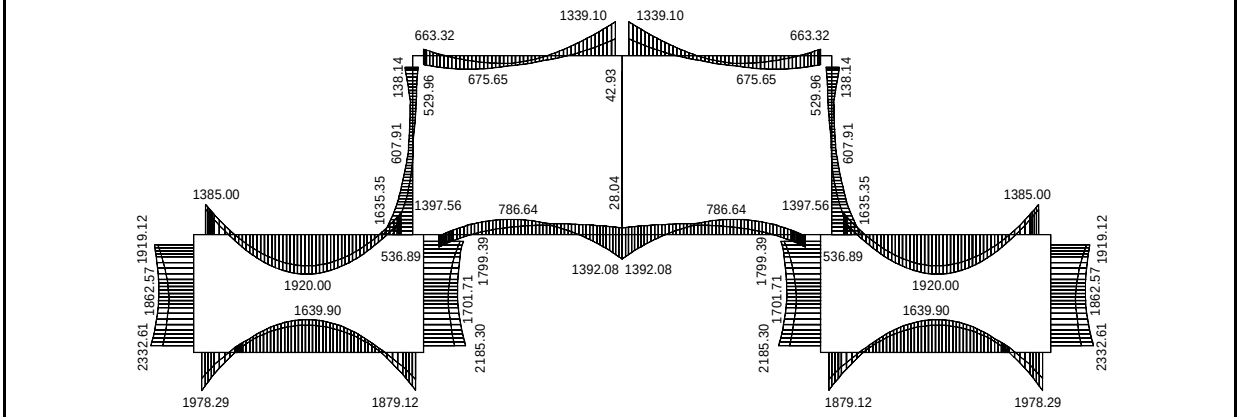
적용토피 = 3.000 m $\alpha_H = 1.05 - 0.025 \times 3.00$

$= 0.975 \geq 0.875$ $\therefore \alpha_H = 0.975$

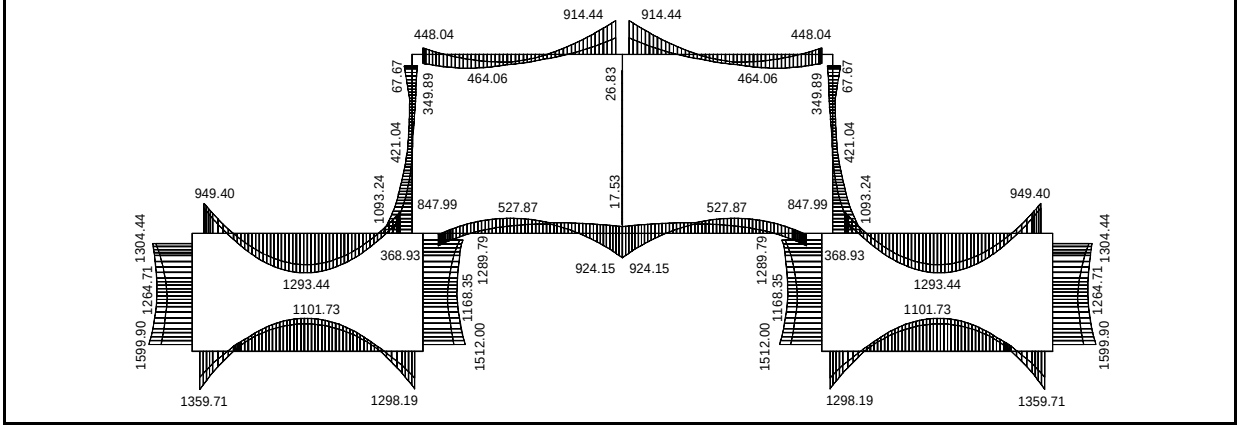
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축	부등침하	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC15	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60						
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60			
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60						
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60			
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00						
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00						
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			

9. 단면력도

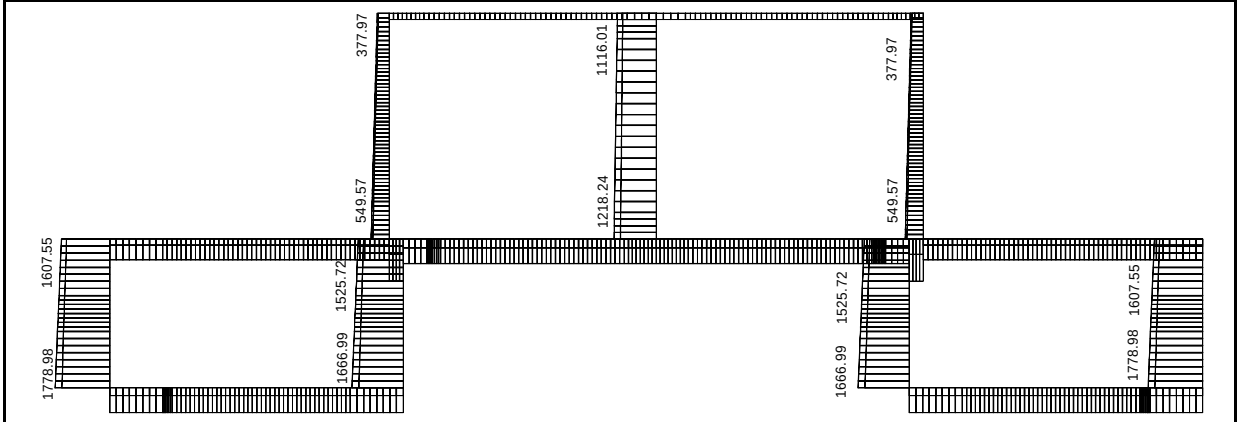
계수하중 – 모멘트도(B.M.D)



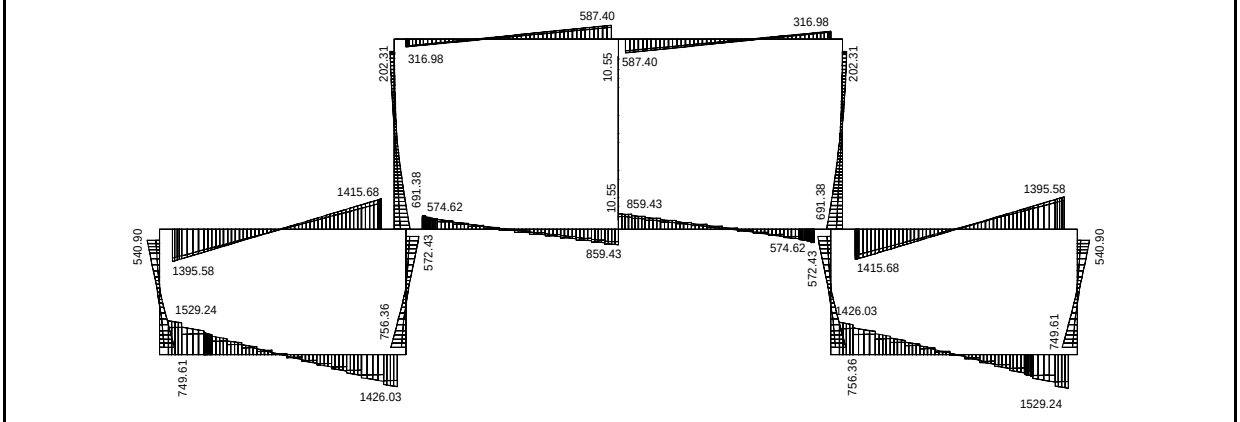
사용하중 – 모멘트도(B.M.D)



계수하중 – 축력도(A.F.D)



계수하중 – 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 상부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(ko.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
상 부 슬래브	램프벽체부	1385.000		974.050	949.400	1707.280		902.960	1707.280	-	974.050	949.400	지진시	상시
	램프중앙부	1920.000		0.000	1293.120	1451.140		0.000	1920.000	-	0.000	1293.120	상시	상시
	램프접합부	1397.560		1149.780	847.990	1572.950		988.890	1572.950	-	1149.780	847.990	지진시	상시
	본선접합부	663.320		260.200	448.040	488.440		200.980	663.320	-	260.200	448.040	상시	상시
	본선중앙부	669.770		0.000	462.090	546.870		0.000	669.770	-	0.000	462.090	상시	상시
	중앙벽체부	1339.100		479.670	914.440	942.410		363.880	1339.100	-	479.670	914.440	상시	상시

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	1978.290	-	988.920	1359.710	1964.500	-	907.120	1978.290	-	988.920	1359.710	상시	상시
	램프중앙부	1639.900	-	0.000	1101.320	1504.210	-	0.000	1639.900	-	0.000	1101.320	상시	상시
	램프접합부	1879.120	-	918.150	1298.190	1974.550	-	857.620	1974.550	-	918.150	1298.190	지진시	상시
	본선접합부	536.890	-	506.510	368.930	634.050	-	508.450	634.050	-	508.450	368.930	지진시	지진시
	본선중앙부	785.960	-	0.000	527.870	588.280	-	0.000	785.960	-	0.000	527.870	상시	상시
	중앙벽체부	1392.080	-	630.780	924.150	628.690	-	356.850	1392.080	-	630.780	924.150	상시	상시
	램프측구	472.920	-	943.270	354.910	867.540	-	865.970	867.540	-	943.270	354.910	지진시	상시
	본선측구	357.660	-	465.870	241.880	451.620	-	473.720	451.620	-	473.720	241.880	지진시	지진시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	1919.120	1567.400	426.290	1304.440	2270.460	762.100	330.010	2270.460	762.100	426.290	1304.440	지진시	상시
		Pmax	1836.350	1607.550	426.290	1304.440	556.580	1381.920	330.010	1836.350	1607.550	426.290	1304.440	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	1862.570	1698.700	0.000	1264.710	1663.000	900.970	0.000	1862.570	1698.700	0.000	1264.710	상시	상시
		Pmax	1862.570	1698.700	0.000	1264.710	808.910	1428.300	0.000	1862.570	1698.700	0.000	1264.710	상시	상시
	하단부	Mmax	2332.610	1778.980	535.460	1599.900	2254.290	1016.280	668.980	2332.610	1778.980	668.980	1599.900	상시	지진시
		Pmax	2332.610	1778.980	535.460	1599.900	648.330	1474.700	668.980	2332.610	1778.980	668.980	1599.900	상시	지진시
내측 벽체	상단부	Mmax	1799.390	1485.560	426.290	1289.790	2121.290	1120.130	330.350	2121.290	1120.130	426.290	1289.790	지진시	상시
		Pmax	1658.820	1525.720	426.290	1289.790	1953.730	1156.840	330.350	1658.820	1525.720	426.290	1289.790	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	1701.710	1599.000	0.000	1168.350	1574.980	1265.420	0.000	1701.710	1599.000	0.000	1168.350	상시	상시
		Pmax	1701.710	1599.000	0.000	1168.350	1555.960	1266.630	0.000	1701.710	1599.000	0.000	1168.350	상시	상시
	하단부	Mmax	2185.300	1666.990	546.060	1512.000	2228.670	1368.260	671.390	2228.670	1368.260	671.390	1512.000	지진시	지진시
		Pmax	2185.300	1666.990	546.060	1512.000	2228.670	1368.260	671.390	2185.300	1666.990	671.390	1512.000	상시	지진시

※ 벽체 : 본 선

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	붕괴방지수준			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	529.960	361.420	224.860	71.510	387.860	283.700	176.840	529.960	361.420	224.860	71.510	상시	상시
		Pmax	505.020	377.970	224.860	71.510	370.450	299.570	176.840	505.020	377.970	224.860	71.510	상시	상시
	중앙부(+)	Mmax	505.020	376.000	0.000	332.620	370.450	299.010	0.000	505.020	376.000	0.000	332.620	상시	상시
		Pmax	385.230	392.540	0.000	249.310	303.350	314.880	0.000	385.230	392.540	0.000	249.310	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	607.910	479.550	0.000	421.040	460.850	157.140	0.000	607.910	479.550	0.000	421.040	상시	상시
		Pmax	607.910	479.550	0.000	421.040	112.650	405.870	0.000	607.910	479.550	0.000	421.040	상시	상시
	하단부	Mmax	1635.350	549.570	571.830	1093.240	1505.210	214.200	593.300	1635.350	549.570	593.300	1093.240	상시	지진시
		Pmax	1635.350	549.570	571.830	1093.240	213.570	478.210	593.300	1635.350	549.570	593.300	1093.240	상시	지진시
중앙부 벽체	상단부	Mmax	42.930	1103.510	10.550	26.830	171.530	486.850	43.760	171.530	486.850	43.760	26.830	지진시	지진시
		Pmax	41.350	1116.010	10.550	25.840	164.970	816.840	43.760	41.350	1116.010	43.760	25.840	상시	지진시
	중앙부(+)	Mmax	23.880	1206.920	0.000	14.920	155.910	907.750	0.000	155.910	907.750	0.000	14.920	지진시	상시
		Pmax	23.880	1206.920	0.000	14.920	155.910	907.750	0.000	23.880	1206.920	0.000	14.920	상시	상시
	하단부	Mmax	28.040	1218.240	10.550	17.530	179.730	919.080	60.790	179.730	919.080	60.790	17.530	지진시	지진시
		Pmax	28.040	1218.240	10.550	17.530	179.730	919.080	60.790	28.040	1218.240	60.790	17.530	상시	지진시

11. 단면 설계 정리

※ 상부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
상부슬래브	램프 벽체부	1385.00	949.40	-	1707.28	1707.28	974.05	2309.76	1732.70	1.00	1.467 1.367	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	**1.35**	329.10	125.00
	램프 중앙부	1920.00	1293.12	-	1451.14	1920.00		2515.86		1.00	1.300 1.220	0.080	H32@250 + H32@250		**1.31**	419.89	125.00
	램프 접합부	1397.56	847.99	-	1572.95	1572.95	1149.78	2309.76	1732.70	1.00	1.467 1.367	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	**1.47**	394.02	125.00
	본선 접합부	663.32	448.04	-	488.44	663.32	260.20	1283.60		1.00	1.067 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		**1.94**	420.69	125.00
	본선 중앙부	669.77	462.09	-	546.87	669.77		1081.46		1.00	0.900 0.820	0.080	H25@250 + H25@250		**1.61**	528.46	125.00
	중앙 벽체부	1339.10	914.44	-	942.41	1339.10	479.67	1968.61		1.00	1.067 0.967	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	**1.47**	272.94	125.00

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	1978.29	1359.71		1964.50	1978.29	988.92	2472.66	1732.70	1.00	1.300 1.200	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	**1.25**	196.59	125.00
	램프 중앙부	1639.90	1101.32		1504.21	1639.90		2053.48		1.00	1.300 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		**1.25**	391.15	125.00
	램프 접합부	1879.12	1298.19		1974.55	1974.55	918.15	2472.66	1732.70	1.00	1.300 1.200	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	**1.25**	215.85	125.00
	본선 접합부	536.89	368.93		634.05	634.05	508.45	1494.34		1.00	1.000 0.900	0.100	H29@250 + H29@250		**2.36**	966.90	125.00
	본선 중앙부	785.96	527.87		588.28	785.96		1219.28		1.00	1.000 0.920	0.080	H25@250 + H25@250		**1.55**	518.80	125.00
	중앙 벽체부	1392.08	924.15		628.69	1392.08	630.78	1494.34	1299.53	1.00	1.000 0.900	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	**1.07**	148.12	125.00
	램프측구	472.92	354.91		867.54	867.54	943.27	1581.71	1371.72	1.00	1.030 0.950	0.080	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	**1.82**	1063.11	125.00
	본선측구	357.66	241.88		451.62	451.62	473.72	1179.82		1.00	0.800 0.720	0.080	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	**2.61**	1169.33	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
외측 벽체	상단부 Mmax	1919.12	1304.44	762.10	2270.46	2270.46	426.29	#NAME?		1.00	1.567 / 1.467	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	211.26	125.00
	상단부 Pmax	1836.35	1304.44	1607.55	556.58	1836.35	426.29	#NAME?		1.00	1.567 / 1.467	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	211.26	125.00
	중앙부(-) Mmax	1862.57	1264.71	1698.70	1663.00	1862.57		#NAME?		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	173.27	125.00
	중앙부(-) Pmax	1862.57	1264.71	1698.70	808.91	1862.57		#NAME?		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	173.27	125.00
	하단부 Mmax	2332.61	1599.90	1778.98	2254.29	2332.61	668.98	#NAME?		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H32@250 + H32@250		#NAME?	165.39	125.00
	하단부 Pmax	2332.61	1599.90	1778.98	648.33	2332.61	668.98	#NAME?		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H32@250 + H32@250		#NAME?	165.39	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
내측벽체	상단부 Mmax	1799.39	1289.79	1120.13	2121.29	2121.29	426.29	#NAME?		1.00	1.567 1.467	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	216.09	125.00
	상단부 Pmax	1658.82	1289.79	1525.72	1953.73	1658.82	426.29	#NAME?		1.00	1.567 1.467	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	216.09	125.00
	중앙부(-) Mmax	1701.71	1168.35	1599.00	1574.98	1701.71		#NAME?		1.00	1.400 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	205.19	125.00
	중앙부(-) Pmax	1701.71	1168.35	1599.00	1555.96	1701.71		#NAME?		1.00	1.400 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	205.19	125.00
	하단부 Mmax	2185.30	1512.00	1368.26	2228.67	2228.67	671.39	#NAME?		1.00	1.400 1.300	0.100	H32@250 + H32@250		#NAME?	187.21	125.00
	하단부 Pmax	2185.30	1512.00	1666.99	2228.67	2185.30	671.39	#NAME?		1.00	1.400 1.300	0.100	H32@250 + H32@250		#NAME?	187.21	125.00

※ 벽체 : 본선

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
외측 벽체	상단부 Mmax	529.96	71.51	361.42	387.86	529.96	224.86	#NAME?		1.00	1.067 / 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	3204.80	125.00
	상단부 Pmax	505.02	71.51	377.97	370.45	505.02	224.86	#NAME?		1.00	1.067 / 0.967	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	3204.80	125.00
	중앙부(+) Mmax	505.02	332.62	376.00	370.45	505.02		#NAME?		1.00	0.900 / 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		#NAME?	381.64	125.00
	중앙부(+) Pmax	385.23	249.31	392.54	303.35	385.23		#NAME?		1.00	0.900 / 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		#NAME?	568.07	125.00
	중앙부(-) Mmax	607.91	421.04	479.55	460.85	607.91		#NAME?		1.00	0.900 / 0.800	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	340.68	125.00
	중앙부(-) Pmax	607.91	421.04	479.55	112.65	607.91		#NAME?		1.00	0.900 / 0.800	0.100	H25@250 + H25@250		#NAME?	340.68	125.00
	하단부 Mmax	1635.35	1093.24	549.57	1505.21	1635.35	593.30	#NAME?	1128.72	1.00	0.900 / 0.800	0.100	H32@250 + H32@250 H32@250	H16@150 - 2EA	#NAME?	228.04	125.00
	하단부 Pmax	1635.35	1093.24	549.57	213.57	1635.35	593.30	#NAME?	1128.72	1.00	0.900 / 0.800	0.100	H32@250 + H32@250 H32@250	H16@150 - 2EA	#NAME?	228.04	125.00
중앙부 벽체	상단부 Mmax	42.93	26.83	486.85	171.53	171.53	43.76	#NAME?		1.00	0.667 / 0.587	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	2746.09	125.00
	상단부 Pmax	41.35	25.84	1116.01	164.97	41.35	43.76	#NAME?		1.00	0.667 / 0.587	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	2851.23	125.00
	중앙부(+) Mmax	23.88	14.92	907.75	155.91	155.91		#NAME?		1.00	0.500 / 0.420	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	3500.15	125.00
	중앙부(+) Pmax	23.88	14.92	1206.92	155.91	23.88		#NAME?		1.00	0.500 / 0.420	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	3500.15	125.00
	하단부 Mmax	28.04	17.53	919.08	179.73	179.73	60.79	#NAME?		1.00	0.500 / 0.420	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	2979.04	125.00
	하단부 Pmax	28.04	17.53	1218.24	179.73	28.04	60.79	#NAME?		1.00	0.500 / 1.320	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	2979.04	125.00

12. 단면설계

12.1 상부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1466.667	1366.667	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1707.280	974.050	949.400	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 65.613 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 464666.667 As - 1707280000 = 0

∴ Required As = 3764.572 ㎟ [p = 0.00275]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 30032.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4438.380 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5019.429 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 77.192 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1366.667 - 77.192) / 77.192

= 0.0501

· ε_t = 0.0501 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2309.759 kN.m > Mu = 1707.280 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 974.050 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 974.050 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 81.095 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 81.095 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 974.050 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00376

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 279.659 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.332 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 145.068 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 145.068 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 329.097 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 434.278 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 329.097 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1920.000	0.000	1293.120	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 83.535 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1920000000 = 0

∴ Required As = 4792.822 ㎟ [p = 0.00393]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6390.430 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 98.277 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 98.277) / 98.277

= 0.0342

· ε_t = 0.0342 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2515.864 kN.m > Mu = 1920.000 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00521

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.236

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 287.936 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.991 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 181.069 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 181.069 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 419.889 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 463.911 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 419.889 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1466.667	1366.667	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1572.950	1149.780	847.990	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 60.331 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 464666.667 As - 1572950000 = 0

∴ Required As = 3461.519 ㎟ [p = 0.00253]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 30032.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4438.380 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4615.359 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 70.978 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1366.667 - 70.978) / 70.978

= 0.0548

· ε_t = 0.0548 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2309.759 kN.m > Mu = 1572.950 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 1149.780 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 1149.780 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 154.315 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 154.315 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 1149.780 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00376

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 279.659 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.762 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 129.573 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 129.573 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 394.016 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 486.213 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 394.016 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
663.320	260.200	448.040	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 35.840 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 663320000 = 0

∴ Required As = 2056.336 ㎟ [p = 0.00213]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2741.781 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 42.165 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 42.165) / 42.165

= 0.0658

· ε_t = 0.0658 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1283.597 kN.m > Mu = 663.320 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 260.200 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 260.200 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.557 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.810 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 123.155 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 123.155 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 420.690 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 511.552 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 420.690 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
669.770	0.000	462.090	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 42.998 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 669770000 = 0

∴ Required As = 2467.012 ㎟ [p = 0.00301]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3289.350 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 50.586 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 50.586) / 50.586

= 0.0456

· ε_t = 0.0456 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1081.457 kN.m > Mu = 669.770 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00494

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.231

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 189.203 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.453 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 150.601 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 150.601 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 25 / 2 = 67.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 528.455 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 557.764 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 528.455 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1339.100	479.670	914.440	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 73.832 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 1339100000 = 0

∴ Required As = 4236.114 ㎟ [p = 0.00438]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5648.152 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 86.861 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 86.861) / 86.861

= 0.0304

· ε_t = 0.0304 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1968.607 kN.m > Mu = 1339.100 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 479.670 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 479.670 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00657

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.261

· j = 1 - k / 3 = 0.913

· x = k·d = 252.111 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.219 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 163.064 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 163.064 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 272.941 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 386.352 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 272.941 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 하부슬래브 단면검토

12.2.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1200.000	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1978.290	988.920	1359.710	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 87.716 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 408000.000 As - 1978290000 = 0

∴ Required As = 5032.686 ㎟ [p = 0.00419]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26370.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3897.114 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6710.247 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 103.195 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1200.000 - 103.195) / 103.195

= 0.0319

· ε_t = 0.0319 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2472.659 kN.m > Mu = 1978.290 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 988.920 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 988.920 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 87.290 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 87.290 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 988.920 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00529

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 285.250 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.628 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 193.685 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 193.685 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 196.587 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 325.270 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 196.587 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1639.900	0.000	1101.320	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 70.970 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1639900000 = 0

∴ Required As = 4071.907 ㎟ [p = 0.00334]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5429.210 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 83.494 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 83.494) / 83.494

= 0.0408

· ε_t = 0.0408 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2053.484 kN.m > Mu = 1639.900 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00421

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 262.474 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.410 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 189.224 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 189.224 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 391.148 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 443.918 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 391.148 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1200.000	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1974.550	918.150	1298.190	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 87.543 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 408000.000 As - 1974550000 = 0

∴ Required As = 5022.797 ㎟ [p = 0.00419]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26370.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3897.114 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6697.062 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 102.992 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1200.000 - 102.992) / 102.992

= 0.0320

· ε_t = 0.0320 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2472.659 kN.m > Mu = 1974.550 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 918.150 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 918.150 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 57.803 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 57.803 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 918.150 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00529

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 285.250 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.238 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 184.922 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 184.922 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 215.855 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 340.684 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 215.855 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	900.000	900.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
634.050	508.450	368.930	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 36.870 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 306000.000 As - 634050000 = 0

∴ Required As = 2115.388 ㎟ [p = 0.00235]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 19777.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2922.836 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2820.518 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 43.376 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - 43.376) / 43.376

= 0.0592

· ε_t = 0.0592 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1494.339 kN.m > Mu = 634.050 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 584.567 kN > Vu = 508.450 kN

· 1/2·Øv·Vc = 292.284 kN < Vu = 508.450 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00571

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.246

· j = 1 - k / 3 = 0.918

· x = k·d = 221.024 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.040 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 86.876 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 86.876 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 994.876 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 966.901 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 966.901 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	920.000	920.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
785.960	0.000	527.870	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 44.889 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 312800.000 As - 785960000 = 0

∴ Required As = 2575.492 ㎟ [p = 0.0028]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20217.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2987.788 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3433.989 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 52.810 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (920.000 - 52.810) / 52.810

= 0.0493

· ε_t = 0.0493 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1219.28 kN.m > Mu = 785.960 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 597.558 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 298.779 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00441

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.219

· j = 1 - k / 3 = 0.927

· x = k·d = 201.876 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.133 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 152.716 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 152.716 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 25 / 2 = 67.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 518.799 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 550.039 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 518.799 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	900.000	900.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1392.080	630.780	924.150	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 83.129 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 306000.000 As - 1392080000 = 0

∴ Required As = 4769.554 ㎟ [p = 0.0053]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 19777.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2922.836 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6359.405 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 97.799 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - 97.799) / 97.799

= 0.0246

· ε_t = 0.0246 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1494.339 kN.m > Mu = 1392.080 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 584.567 kN < Vu = 630.780 kN

· 1/2·Øv·Vc = 292.284 kN < Vu = 630.780 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 450 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 25.674 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 25.674 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 584.567 kN + 714.960 kN

= 1299.527 kN > Vu = 630.780 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00571

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.246

· j = 1 - k / 3 = 0.918

· x = k·d = 221.024 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 10.120 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 217.619 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 217.619 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 148.122 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 289.497 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 148.122 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1030.000	950.000	950.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
867.540	943.270	354.910	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 48.027 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 323000.000 As - 867540000 = 0

∴ Required As = 2755.535 ㎟ [p = 0.0029]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20876.250 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3325.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3085.216 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3325.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3674.046 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 56.502 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (950.000 - 56.502) / 56.502

= 0.0474

· ε_t = 0.0474 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1581.706 kN.m > Mu = 867.540 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 617.043 kN < Vu = 943.270 kN

· 1/2·Øv·Vc = 308.522 kN < Vu = 943.270 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 475 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 171.698 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 171.698 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 617.043 kN + 754.680 kN

= 1371.723 kN > Vu = 943.270 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00541

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.240

· j = 1 - k / 3 = 0.920

· x = k·d = 227.930 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.563 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 79.013 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 79.013 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1165.142 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1063.113 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1063.113 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	800.000	720.000	720.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
451.620	473.720	241.880	80.000	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 32.906 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 244800.000 As - 451620000 = 0

∴ Required As = 1887.997 ㎟ [p = 0.00262]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 15822.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2520.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2338.269 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2520.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2517.329 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 38.713 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (720.000 - 38.713) / 38.713

= 0.0528

· ε_t = 0.0528 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1179.82 kN.m > Mu = 451.620 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 498.831 kN > Vu = 473.720 kN

· 1/2·Øv·Vc = 249.416 kN < Vu = 473.720 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00714

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.270

· j = 1 - k / 3 = 0.910

· x = k·d = 194.454 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.797 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 71.836 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 71.836 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1297.911 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1169.329 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1169.329 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3 램프-벽체 단면검토

12.3.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2270.460	426.290	762.100	1304.440
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2979.215	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 3645.084 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 762.100 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2270.460 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 873.714 kN > Vu = 426.290 kN

· 1/2·Øv·Vc = 436.857 kN > Vu = 426.290 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.558 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 185.289 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 185.289 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 211.262 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 340.009 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 211.262 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1836.350	426.290	1607.550	1304.440
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1142.328	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1808.197 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1607.550 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1836.350 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 906.261 kN > Vu = 426.290 kN

· 1/2·Øv·Vc = 453.131 kN > Vu = 426.290 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.558 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 185.289 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 185.289 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 211.262 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 340.009 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 211.262 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.3 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1862.570	0.000	1698.700	1264.710
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1096.468	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1679.539 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1698.700 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1862.570 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 917.555 kN > Vu = 0.000 kN
· 1/2·Øv·Vc = 458.778 kN > Vu = 0.000 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00395
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209
· j = 1 - k / 3 = 0.930
· x = k·d = 271.700 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.697 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 203.476 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 203.476 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 173.274 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 309.619 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 173.274 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.4 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1862.570	0.000	1698.700	1264.710
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1096.468	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1679.539 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1698.700 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1862.570 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 917.555 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 458.778 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.697 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 203.476 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 203.476 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 173.274 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 309.619 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 173.274 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.5 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2332.610	668.980	1778.980	1599.900
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1311.206	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1886.343 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1778.980 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2332.610 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 921.014 kN > Vu = 668.980 kN

· 1/2·Øv·Vc = 460.507 kN < Vu = 668.980 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00489

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 299.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.916 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 209.783 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 209.783 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 165.388 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 300.310 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 165.388 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.6 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2332.610	668.980	1778.980	1599.900
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1311.206	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1886.343 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1778.980 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2332.610 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 921.014 kN > Vu = 668.980 kN

· 1/2·Øv·Vc = 460.507 kN < Vu = 668.980 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00489

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 299.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.916 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 209.783 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 209.783 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 165.388 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 300.310 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 165.388 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.7 내측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2121.290	426.290	1120.130	1289.790
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1893.789	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2559.658 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1120.130 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2121.290 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 887.497 kN > Vu = 426.290 kN

· 1/2·Øv·Vc = 443.749 kN > Vu = 426.290 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.484 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 183.208 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 183.208 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 216.089 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 343.871 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 216.089 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.8 내측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1658.820	426.290	1525.720	1289.790
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1087.238	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1753.107 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1525.720 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1658.820 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 903.111 kN > Vu = 426.290 kN
· 1/2·Øv·Vc = 451.556 kN > Vu = 426.290 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00350
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198
· j = 1 - k / 3 = 0.934
· x = k·d = 290.400 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.484 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 183.208 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 183.208 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 216.089 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 343.871 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 216.089 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.9 내측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1701.710	0.000	1599.000	1168.350
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1064.234	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1647.305 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1599.000 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1701.710 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 913.260 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 456.630 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.111 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 187.973 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 187.973 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 205.193 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 335.155 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 205.193 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.10 내측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1701.710	0.000	1599.000	1168.350
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1064.234	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1647.305 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1599.000 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1701.710 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 913.260 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 456.630 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.111 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 187.973 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 187.973 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 205.193 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 335.155 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 205.193 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.11 내측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2228.670	671.390	1368.260	1512.000
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1628.835	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2203.972 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1368.260 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2228.670 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 903.320 kN > Vu = 671.390 kN

· 1/2·Øv·Vc = 451.660 kN < Vu = 671.390 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00489

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 299.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.426 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 198.258 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 198.258 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 187.210 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 317.768 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 187.210 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.12 내측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2185.300	671.390	1666.990	1512.000
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1310.926	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1886.063 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1666.990 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2185.300 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 916.189 kN > Vu = 671.390 kN

· 1/2·Øv·Vc = 458.095 kN < Vu = 671.390 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00489

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 299.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.426 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 198.258 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 198.258 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 187.210 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 317.768 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 187.210 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4 본선-벽체 단면검토

12.4.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	529.960	224.860	361.420	71.510
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1466.327	0.850	#NAME?	0.75		

			1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
				H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
				H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
				H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
							TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴	USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 514.703 mm

· d" = X - H + d = 414.703 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10125.009 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4332.474 kN.m

· eb = Mb / Pb = 427.898 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'
= #NAME? kN
∴ a = #NAME? mn ⇒ # ∴ ####
· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1881.030 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ ####
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 361.420 kN ∴ ####
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 529.960 kN.m ∴ ####

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 532.191 kN > Vu = 224.860 kN
· 1/2·Øv·Vc = 266.096 kN > Vu = 224.860 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00419
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215
· j = 1 - k / 3 = 0.928
· x = k·d = 207.833 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.767 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 19.658 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 19.658 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 3787.253 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 3204.802 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 3204.802 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	505.020	224.860	377.970	71.510
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1336.138	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 514.703 mm

· d" = X - H + d = 414.703 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10125.009 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4332.474 kN.m

· eb = Mb / Pb = 427.898 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1750.841 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 377.970 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 505.020 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 532.767 kN > Vu = 224.860 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.384 kN > Vu = 224.860 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00419

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 207.833 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.767 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 19.658 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 19.658 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 3787.253 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 3204.802 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 3204.802 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.3 외측 벽체 중앙부(+) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	505.020	0.000	376.000	332.620
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	820.000	80.000	100.000	820.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1343.138	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 492.000 mm

· a = β1·c = 418.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 447.522 mm

· d" = X - H + d = 367.522 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9597.690 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 9445.095 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2942.176 kN.m

· eb = Mb / Pb = 311.503 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1710.660 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME? ## 0.005

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 376.000 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 505.020 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 548.499 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 274.250 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00280

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.179

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 146.780 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.878 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 188.208 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 188.208 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 381.643

· s_2 = 300·(280 / fst = 446.315

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 381.643 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.4 외측 벽체 중앙부(+) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	385.230	0.000	392.540	249.310
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	820.000	80.000	100.000	820.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
981.378	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
			H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	2292.000	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 492.000 mm

· a = β1·c = 418.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 447.522 mm

· d" = X - H + d = 367.522 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9597.690 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 764.205 kN

· Ts = fy·As = 916.800 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 9445.095 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2942.176 kN.m

· eb = Mb / Pb = 311.503 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1348.900 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME? ## 0.005

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 392.540 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 385.230 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 549.198 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 274.599 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00280

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.179

· j = 1 - k / 3 = 0.940

· x = k·d = 146.780 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.406 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 141.068 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 141.068 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 19 / 2 = 70.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 568.072 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 595.458 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 568.072 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.5 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	607.910	0.000	479.550	421.040
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1267.668	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0058] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 432.498 mm

· d" = X - H + d = 332.498 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8174.259 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3173.892 kN.m

· eb = Mb / Pb = 388.279 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1600.166 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 479.550 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 607.910 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 539.392 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 269.696 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00507

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.233

· j = 1 - k / 3 = 0.922

· x = k·d = 186.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.123 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 140.768 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 140.768 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 340.681 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 447.545 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 340.681 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.6 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	607.910	0.000	479.550	421.040
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1267.668	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
			H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	4053.600	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0058] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 432.498 mm

· d" = X - H + d = 332.498 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1621.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8174.259 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3173.892 kN.m

· eb = Mb / Pb = 388.279 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1600.166 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 479.550 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 607.910 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 539.392 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 269.696 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00507

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.233

· j = 1 - k / 3 = 0.922

· x = k·d = 186.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.123 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 140.768 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 140.768 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 340.681 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 447.545 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 340.681 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.7 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1635.350	593.300	549.570	1093.240
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	766.667	133.333	80.000	766.667
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2975.690	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	9530.400	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0119] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 460.000 mm

· a = β1·c = 391.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 408.373 mm

· d" = X - H + d = 275.040 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8973.450 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 3812.160 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 5593.389 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3883.638 kN.m

· eb = Mb / Pb = 694.326 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 3250.730 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (766.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 549.570 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1635.350 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 519.684 kN < Vu = 593.300 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.842 kN < Vu = 593.300 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 383.3 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 48.010 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 48.010 ㎟

· USE Av = H 16 × 2 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 519.684 kN + 609.040 kN

= 1128.724 kN > Vu = 593.300 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01243

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.339

· j = 1 - k / 3 = 0.887

· x = k·d = 259.900 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 12.371 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 168.684 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 179.779 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 228.038 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 350.430 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 228.038 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.8 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1635.350	593.300	549.570	1093.240
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	766.667	133.333	80.000	766.667
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2975.690	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	9530.400	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0119] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 460.000 mm

· a = β1·c = 391.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 408.373 mm

· d" = X - H + d = 275.040 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 8973.450 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 3812.160 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 5593.389 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3883.638 kN.m

· eb = Mb / Pb = 694.326 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 3250.730 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (766.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 549.570 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1635.350 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 519.684 kN < Vu = 593.300 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.842 kN < Vu = 593.300 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 383.3 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 48.010 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 48.010 ㎟

· USE Av = H 16 × 2 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 519.684 kN + 609.040 kN

= 1128.724 kN > Vu = 593.300 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.01243

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.339

· j = 1 - k / 3 = 0.887

· x = k·d = 259.900 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 12.371 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 168.684 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 179.779 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 228.038 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 350.430 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 228.038 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.9 중앙부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	171.530	43.760	486.850	26.830
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
352.326	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 328.381 mm

· d" = X - H + d = 248.381 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1530.852 kN.m

· eb = Mb / Pb = 234.410 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 600.707 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 486.850 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 171.530 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 287.028 kN > Vu = 43.760 kN

· 1/2·Øv·Vc = 143.514 kN > Vu = 43.760 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.936 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 30.589 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 30.589 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 3252.606 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 2746.085 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 2746.085 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.10 중앙부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	41.350	43.760	1116.010	25.840
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
37.052	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 328.381 mm

· d" = X - H + d = 248.381 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1530.852 kN.m

· eb = Mb / Pb = 234.410 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 285.433 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1116.010 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 41.350 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 305.417 kN > Vu = 43.760 kN

· 1/2·Øv·Vc = 152.709 kN > Vu = 43.760 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.902 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 29.461 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 29.461 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 3384.034 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 2851.227 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 2851.227 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.11 중앙부 벽체 중앙부(+) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	155.910	0.000	907.750	14.920
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
171.754	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 337.408 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 907.750 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 155.910 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 308.174 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 154.087 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.886 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 23.999 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 23.999 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 4195.182 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 3500.146 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 3500.146 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.12 중앙부 벽체 중앙부(+) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	23.880	0.000	1206.920	14.920
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
19.786	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 185.440 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1206.920 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 23.880 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 319.833 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 159.917 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.886 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 23.999 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 23.999 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 4195.182 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 3500.146 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 3500.146 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.13 중앙부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	179.730	60.790	919.080	17.530
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
195.554	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 361.208 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 919.080 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 179.730 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 308.616 kN > Vu = 60.790 kN

· 1/2·Øv·Vc = 154.308 kN > Vu = 60.790 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 1.041 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 28.197 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 28.197 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 3543.800 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 2979.040 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 2979.040 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.14 중앙부 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	28.040	60.790	1218.240	17.530
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	80.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
23.017	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 245.654 mm

· d" = X - H + d = 165.654 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 881.343 kN.m

· eb = Mb / Pb = 192.437 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 188.671 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1218.240 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 28.040 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 320.274 kN > Vu = 60.790 kN

· 1/2·Øv·Vc = 160.137 kN > Vu = 60.790 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 1.041 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 28.197 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 28.197 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 3543.800 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 2979.040 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 2979.040 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

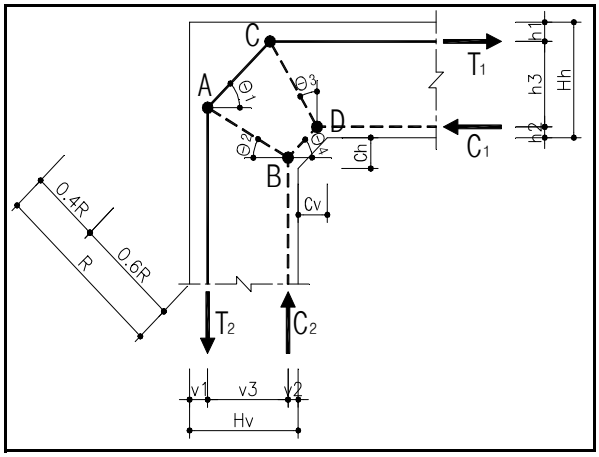
13. 우각부 보강검토

13.1 상부슬래브 (램프 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1400.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1220.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	2270.460 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 2262.74 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

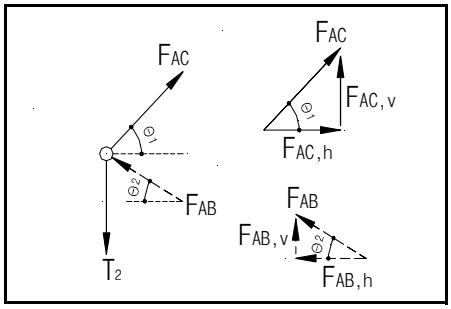
θ_2 = 15.92°

θ_3 = 21.80°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

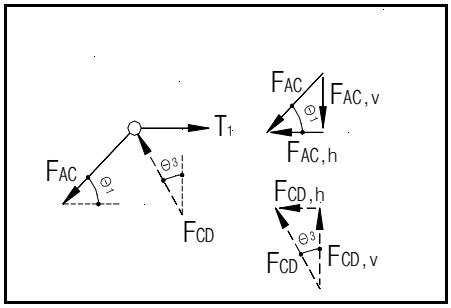
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$

ΣV = 0 :

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\Theta = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

ΣH = 0 :

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{2{,}270.460}{1.120} =$ 2,027.196 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{2{,}270.460}{1.220} =$ 1,861.033 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 2,047.778 kN

식 ⑥ 으로부터

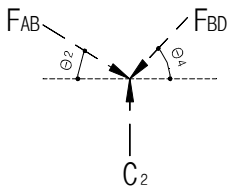
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 2,047.778 kN

따라서 $F_{AC} =$ **2,047.778** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}505.754 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 2{,}047.778 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}559.541 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	2,047.778	타이
AB	-1,505.754	스트럿
BD	-2,047.778	스트럿
CD	-1,559.541	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 2,047.778 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{2{,}047{,}777.631}{0.85 \times 400} = 6{,}022.88 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00 mm^2	(1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60 mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	25	@	250	=	2,026.80 mm^2	(1 단)
	= H	25	@	250	=	2,026.80 mm^2	(2 단)
				합계	=	**6,623.20** mm^2	

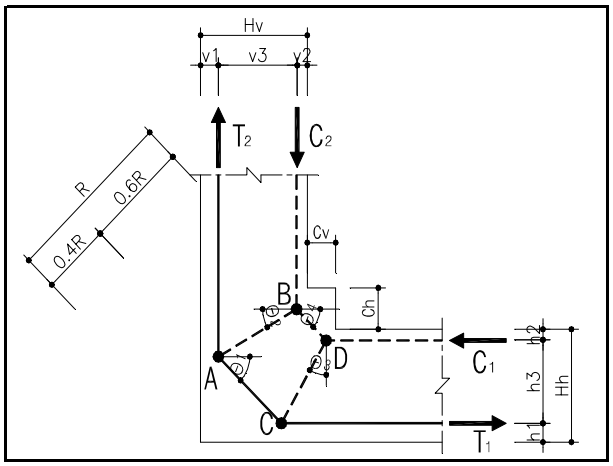
$A_{s,used}$ = 6,623.20 mm^2 > 6,022.88 mm^2 ……O.K

13.2 하부슬래브(램프 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1400.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1220.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	2332.610 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1910.50 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

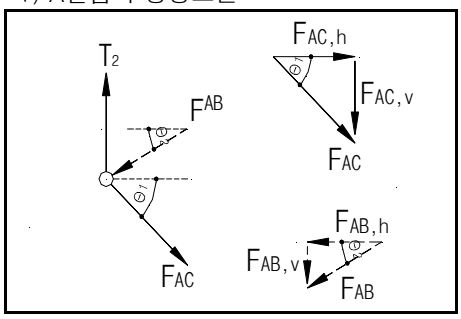
θ_2 = 7.38°

θ_3 = 12.97°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

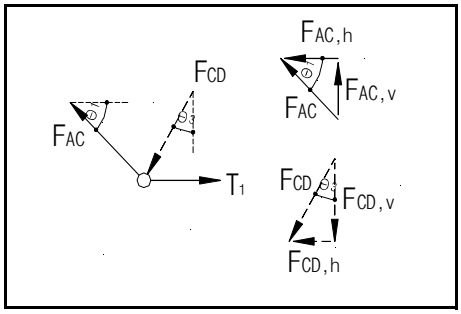
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$

$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{2{,}332.610}{1.120} =$ 2,082.688 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{2{,}332.610}{1.220} =$ 1,911.975 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 2,394.008 kN

식 ⑥ 으로부터

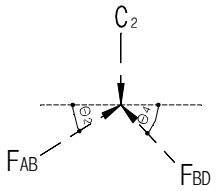
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 2,394.008 kN

따라서 $F_{AC} =$ **2,394.008** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}706.946 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 2{,}394.008 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}737.134 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**2,394.008**	타이
AB	**-1,706.946**	스트럿
BD	**-2,394.008**	스트럿
CD	**-1,737.134**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 2,394.008 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{2{,}394{,}007.600}{0.85 \times 400} = 7{,}041.20 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2	(1 cycle)
	= H	32	@	250	=	3,176.80	mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(1 단)
	= H	29	@	250	=	2,569.60	mm^2	(2 단)
				합계	=	**8,316.00**	mm^2	

$A_{s,used}$ = 8,316.00 mm^2 > 7,041.20 mm^2 ……O.K

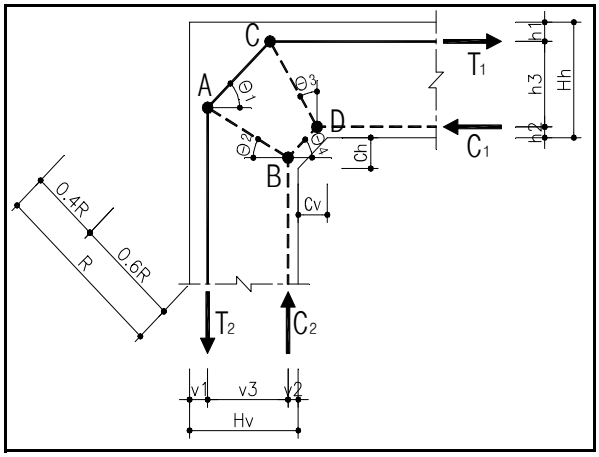
13. 우각부 보강검토

13.3 상부슬래브 (본선 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	900.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	720.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	663.320 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1626.35 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

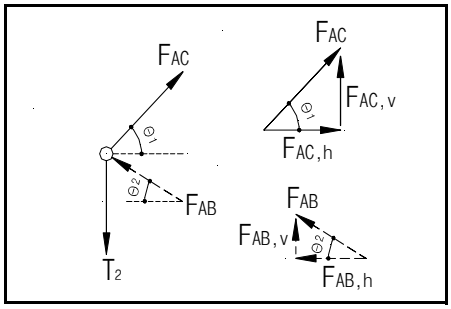
θ_2 = 29.48°

θ_3 = 29.48°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

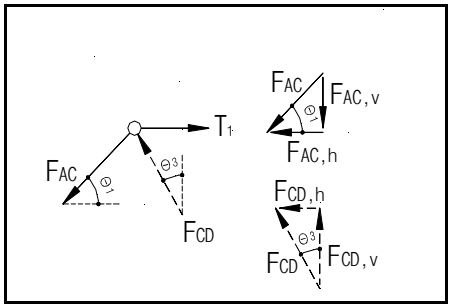
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin \Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos \Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin \Theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin \Theta = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \frac{M_u}{h_3} = \frac{663.320}{0.720} =$ 921.278 kN

$T_2 = \frac{M_u}{v_3} = \frac{663.320}{0.720} =$ 921.278 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \frac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 832.366 kN

식 ⑥ 으로부터

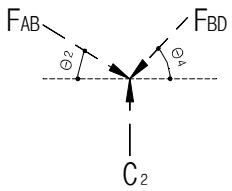
$F_{AC} = \frac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 832.366 kN

따라서 $F_{AC} =$ **832.366** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 676.099 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 832.366 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 676.099 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	832.366	타이
AB	-676.099	스트럿
BD	-832.366	스트럿
CD	-676.099	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 832.366 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{832,365.697}{0.85 \times 400} = 2,448.13 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00 mm²	(1 cycle)
	= H	25	@	250	=	2,026.80 mm²	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	22	@	250	=	1,548.40 mm²	(1 단)
	= H		@		=	0.00 mm²	(2 단)
				합계	=	**3,575.20** mm²	

$A_{s,used}$ = 3,575.20 mm^2 > 2,448.13 mm^2 ……O.K

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 상부슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
접합부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 상부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
벽체부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 기둥부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.5 램프 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.6 본선-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.7 본선 중앙부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
상 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중 앙	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
하 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

15. 사용성 검토

부 재	최소두께 또는 높이 t (mm)			
	단순지지	일단연속	양단연속	캔틸레버
일방향 슬래브	L / 20	L / 24	L / 28	L / 10
보	L / 16	L / 18.5	L / 21	L / 8

부 재	지간 L (mm)	최소두께 t (mm)	사용두께 t (mm)	평 가
상부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	1300.00	O.K
상부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	900.00	O.K
하부 슬래브 : 램프	9150.00	381.25	1300.00	O.K
하부 슬래브 : 본선	8900.00	370.83	1000.00	O.K

16. 지지력 검토

16.1 하중 산정 : 램프

16.1.1 고정하중

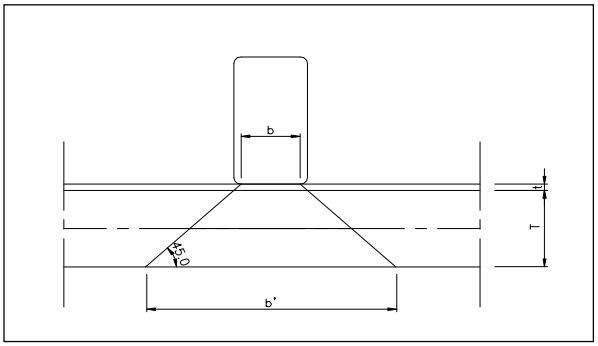
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1870.46 / 23.900 = 78.262 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 153.925 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

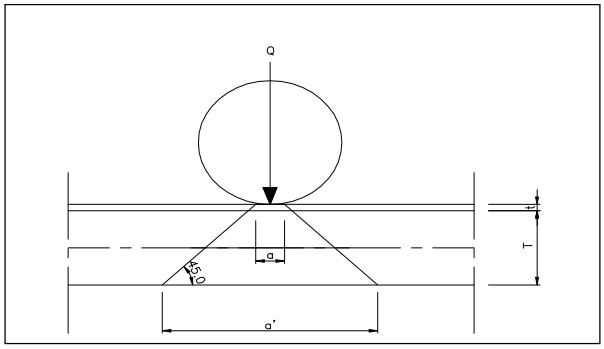


t = 40.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1300.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.300 + 0.040) x cot 45°

= 3.18 m



a' = 0.200 + 2 x (1.300 + 0.040) x cot 45°

= 2.88 m

Qz' = 96.000 / (3.180 x 2.880) = 10.48 kN/m^2

16.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 78.262 + 153.925 + 0.000 + 10.000 + 10.482

= 252.669 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 252.669 kN/m^2 < Qa = 400.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16.3 하중 산정 : 본선

16.3.1 고정하중

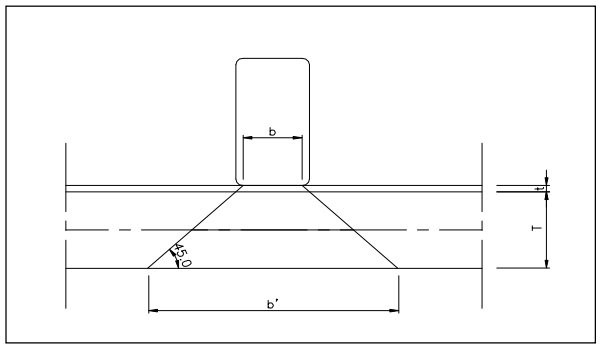
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1285.98 / 16.800 = 76.547 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 19.445 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

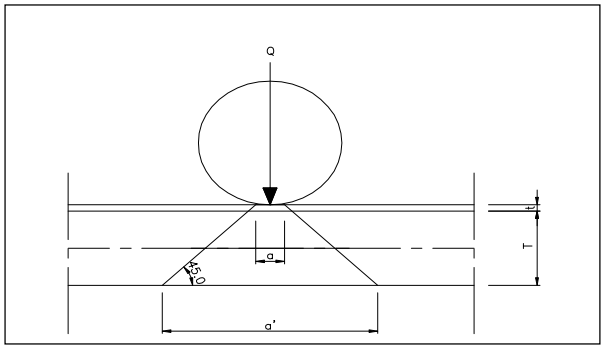


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1000.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.60 m



a' = 0.200 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.30 m

Qz' = 96.000 / (2.600 x 2.300) = 16.05 kN/m^2

16.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 76.547 + 19.445 + 0.000 + 10.000 + 16.054

= 122.046 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

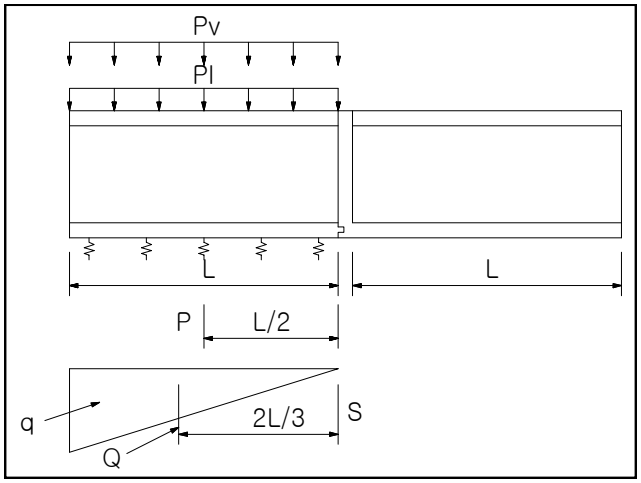
Qmax = 122.046 kN/m^2 < Qa = 400.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

17. 신축이음부 검토

17-1. 램프

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

$Pv = B \times H \times \gamma t$

$= 11.95 \times 8 \times 19.0$

$= 1816.4 \ kN/m$

$Po = 2 \times T1 / 3.0 \div 2 \times 96 / 3 = 64.0 \ kN/m$

$Pl = 2 \times Po \times (1 + i) = 2 \times 64.0 \times (1 + 0.2) = 153.6 \ kN/m$

$P = (Pv+Pl) \times L = (1816.4 + 153.6) \times 40.0 = 78800.0 \ kN$

$S = P / 4 = 78800 / 4 = 19700.0 \ kN$

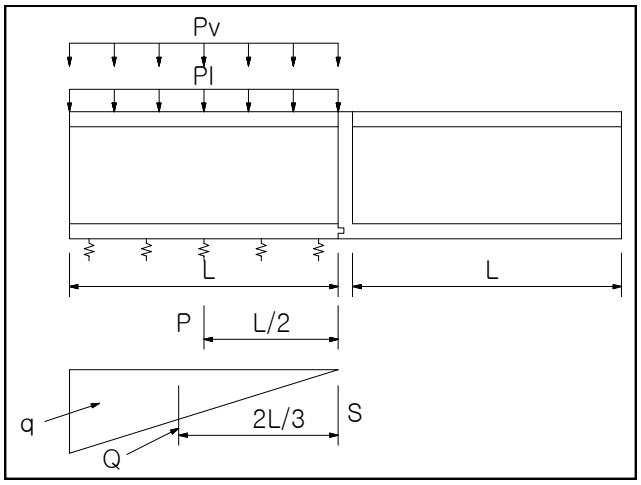
$(\therefore \ \tau a = 80 \ MPa)$

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 19700.0 x 1000 / 80 = 246,250 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 197 EA = 794.2 x 197 = 156,457 mm²

17-2. 본선

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



P = ∑Pl + ∑Pv Q = ∑q

P - S - Q = 0

P × L/2 - Q × 2/3 × L = 0

윗식에서

S = -1/4 × P

Pv = B × H × γt

= 16.8 x 0.55 x 19.0

= 175.56 kN/m

Po = 2 × T1 / 3.0 ÷ 2 × 96 / 3 = 64.0 kN/m

Pl = 2 × Po × (1 + i) = 2 × 64.0 × (1 + 0.2) = 153.6 kN/m

P = (Pv+Pl) × L = (175.56 + 153.6)x 40.0 = 13166.4 kN

S = P / 4 = 13166.4 / 4 = 3291.6 kN

(∴ τa = 80 MPa)

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 3291.6 x 1000 / 80 = 41,145 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 337 EA = 794.2 x 337 = 267,645 mm²

※ 일체구조로 검토 : 램프x2ea + 본선

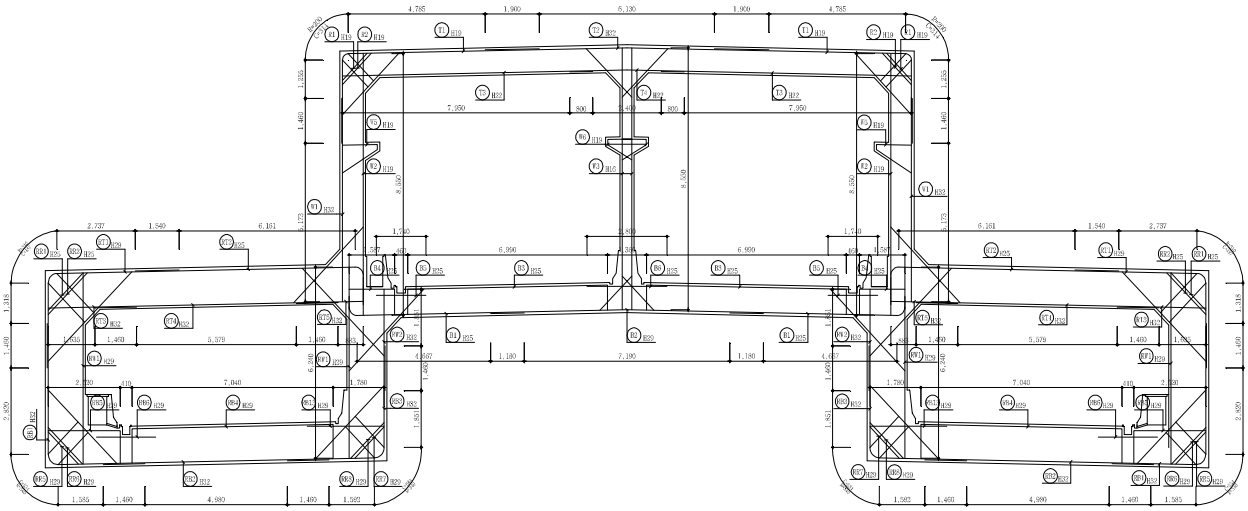
☞ 소요철근량 Areq = 492,500 + 41,145 = 533,645 mm²

☞ 사용철근량 As = 312,915 + 267,645 = 580,560 mm²

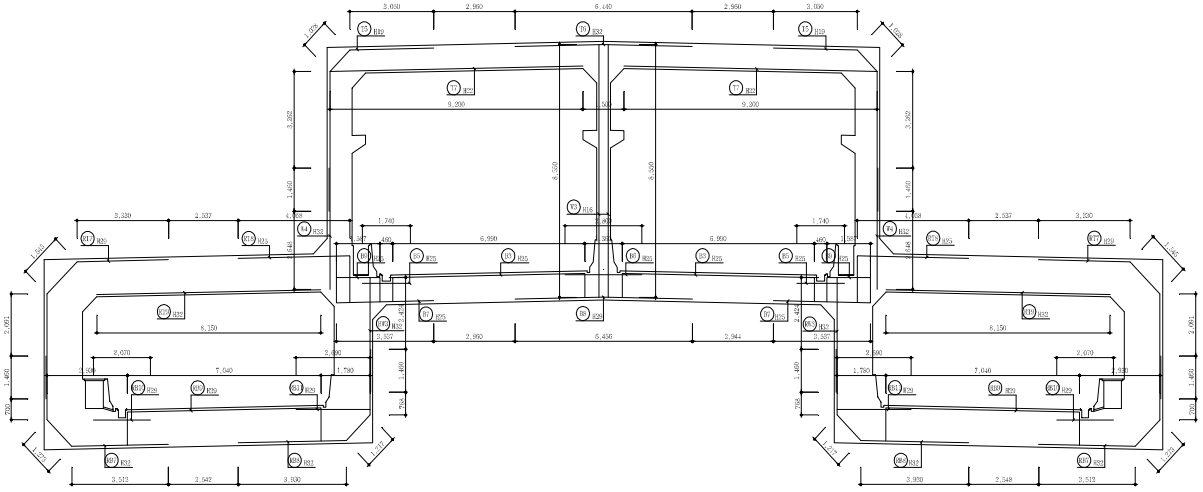
∴ O.K

18. 주철근조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)



1.15 B5(STA.0+660.0)

국회대로 지하차도

STA.0+659.000 (내진)

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계지진력 산정

4. 하중재하도

5. 하중조합

6. 단면력도

7. 기능수행수준 부재력집계

8. 붕괴방지수준 부재력집계

1. 설계조건

1.1 적용하중

1) 단위중량

① 철근 콘크리트 : r_c = 25.0 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : r_c = 23.5 kN/m^3

③ Ascon Pav. : r_{asp} = 23.0 kN/m^3

④ 토사(지하수위 이상) : r_s = 19.0 kN/m^3

토사(지하수위 이하) : r_{sub} = 10.0 kN/m^3

⑤ 보호몰탈 : r_m = 21.0 kN/m^3

2) 활하중

⊙ 노면활하중(DB-24 기준)에 대한 등가 등분포하중

$D / B_o \geq 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
1.0	39.0	· 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	25.0	
2.0	18.0	
2.5	14.0	
3.0	11.0	
3.5 이상	10.0	
$D / B_o < 0.5$ 인 경우		
토 피 (D, m)	노면의 활하중 P_{vl} (kN/m^2)	비고
0.1	17.0	· D/B_o 의 중간 값은 P_{vl} x D 의 상위 값을 적용 · D/B_o 노면 활하중(P_{vl})은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.0	
0.3	33.0	
0.4 이상	36.0	

주1) D : 토피고(m)

2) B_o : ≧10m 이상의 토피에 대한 노면 활하중은 10.0으로 한다.

3) 수 압 (장기실지하수위 : GL - 1 m)

⊙ 정수압 : $F = r_w \times h$

4) 토 압

① 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi$ [ø : 흙의 내부마찰각(°)]

② 설계토압 : $Wq = K_o \times r_s \times h$ (kN/m^2)

5) 지진하중 (응답변위법)

① 붕괴방지수준, 기능수행수준 모두 수행

② 하중형태 : 지반변위에 의한 하중, 주면전단력, 구체 관성력

1.2 탄성계수 ☞ 2012년도 콘크리트구조설계기준

1) 콘크리트

① 설계기준강도 (f_{ck}) = 27 MPa

② 탄성계수 (E_c) = $8{,}500\times(fcu)^{1/3}$, [fcu = fck+4 = 31 MPa]

= 26,702 MPa = 26,702,000 kN/m^2

2) 철 근 (SD40)

① 항복강도 (f_y) = 400 MPa

② 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa = 200,000,000 kN/m^2

1.3 강도감소계수 ☞ 2007년도 개정 콘크리트구조설계기준 p61 (3.3.3)

1) 휨모멘트와 축력을 받는 부재

① 인장지배 단면 : ø = 0.85

2) 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재 : ø = 0.75

1.4 설계피복

단위 : mm

구 분	상부슬래브	하부슬래브	중간슬래브	외측벽체	기둥	거더
상면(벽체외측)	100	80	80	100	90	135
하면(벽체내측)	80	100	80	80	90	90

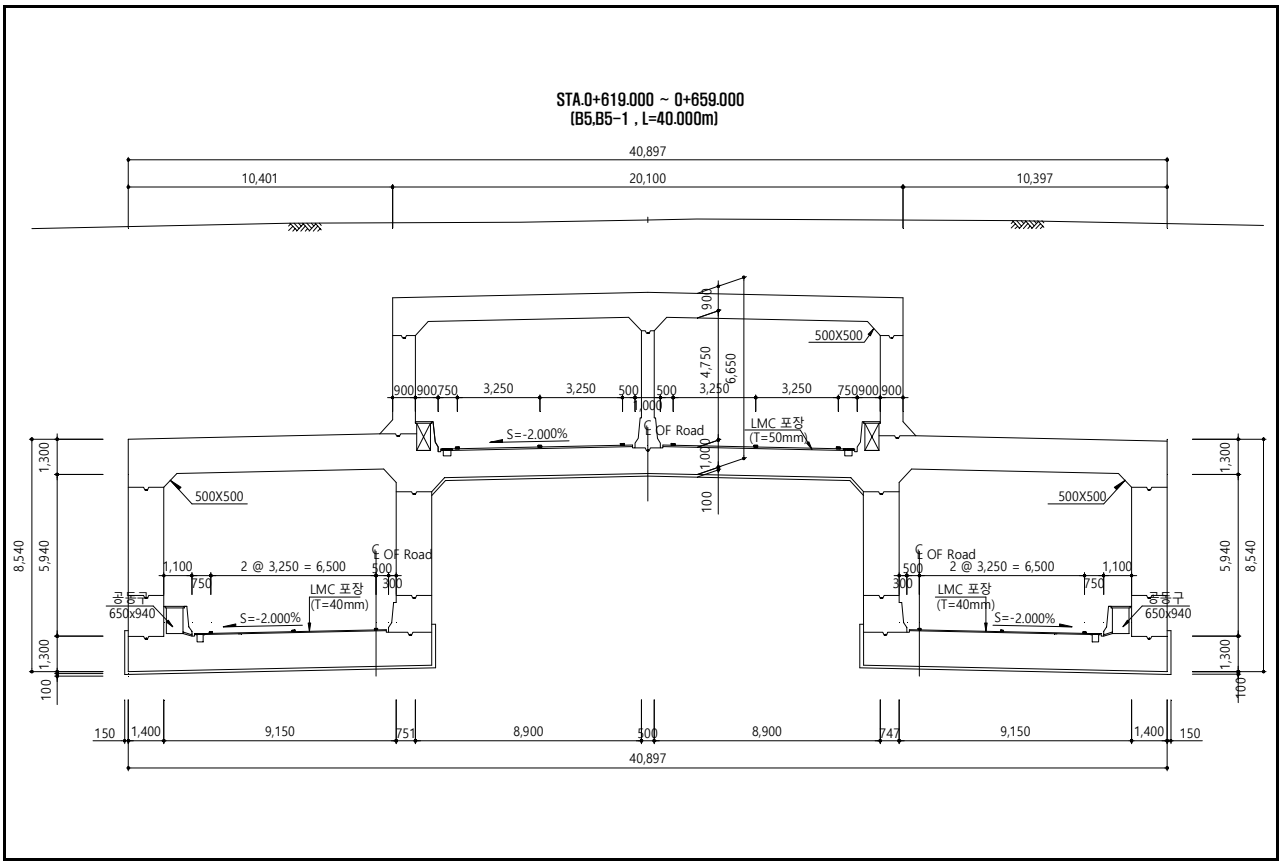
1.5 참고문헌

① 콘크리트설계기준(한국콘크리트학회, 2012) ② 구조물기초설계기준(국토해양부, 2014)

③ 도시철도내진설계기준(국토교통부, 2013)

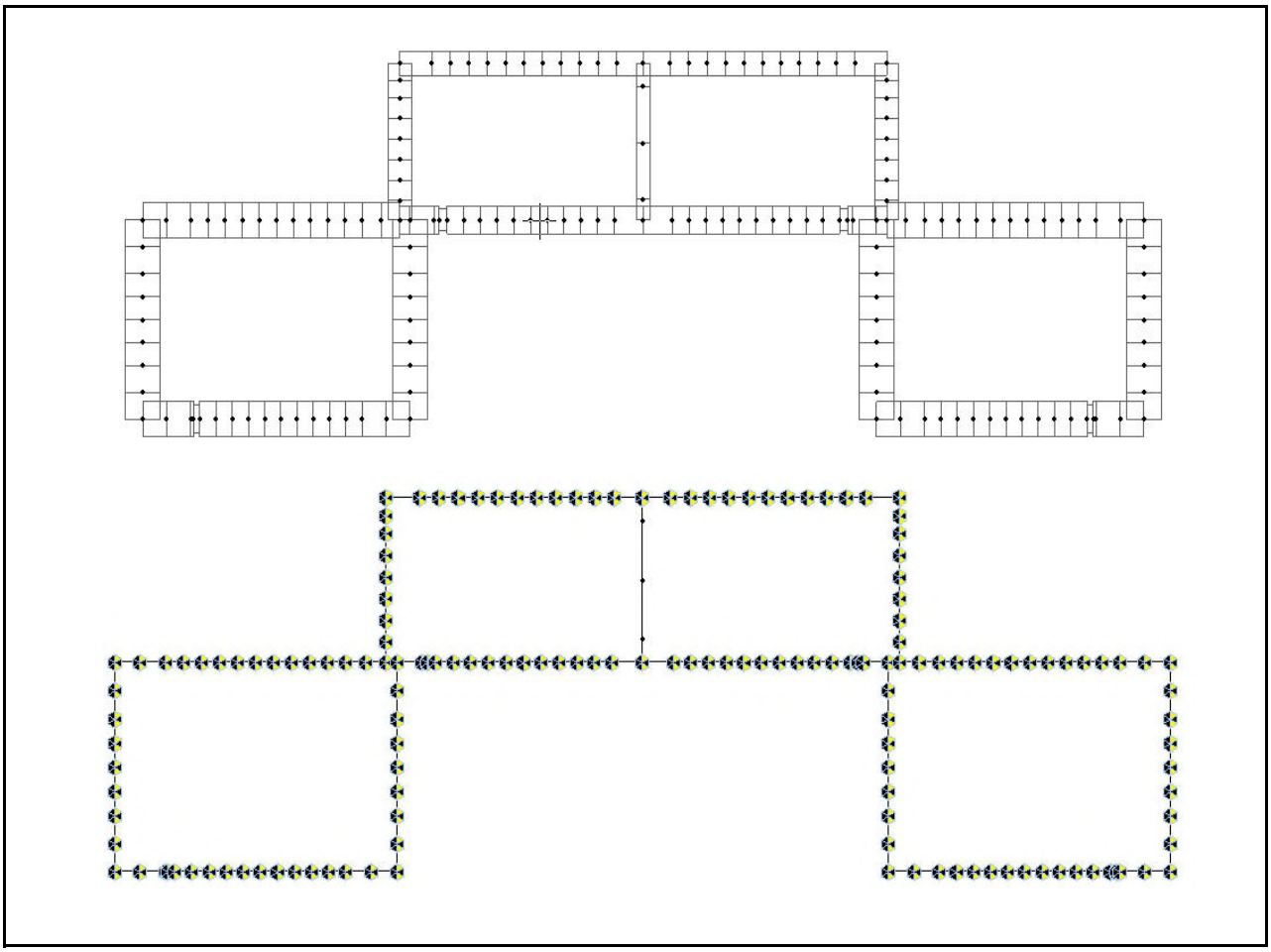
2. 단면가정

2.1 해석단면



2.2 해석모델링

1) 해석모델



2) 지진시 지반반력계수

(1) 동적 지반물성치

* 계산식

- Vo (초기 전단파 속도) : **지반조사 보고서 참고**
- Vs (해당 지층의 전단파 속도) = 0.8 × Vo (m/sec , 기능수행수준)
  = 0.5 × Vo (m/sec , 붕괴방지수준)
- G_D (동적전단탄성계수) = γ_t / g × Vs^2 (kN/m^2) (g = 9.81 m/s^2)
- E_D (동적탄성계수) = 2 ×(1 + υ)× G_D (kN/m^2)

구 분	H	γ_t (kN/m^3)	V_o (m/sec)	υ	기능수행수준			붕괴방지수준		
					V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)	V_s (m/sec)	G_D (kN/m^2)	E_D (kN/cm^2)
매립층	1.600	18.000	156.000	0.440	125	28,578	82,305	78	11,163	32,150
퇴적층(자갈층)	10.200	19.000	289.000	0.431	231	103,529	296,299	145	40,441	115,742
풍화토	2.700	20.000	424.000	0.408	339	234,570	660,549	212	91,629	258,027
풍화암	3.500	21.000	631.000	0.387	505	545,493	1,513,197	316	213,083	591,093
연 암	12.000	23.000	1216.000	0.280	973	2,218,738	5,679,968	608	866,694	2,218,738
경 암	0.000	26.000	2059.000	0.243	1,647	7,191,128	17,877,144	1,030	2,809,034	6,983,259

단, 지반조사보고서 참조

(2) 지진시 지반반력계수 (기능수행수준, 붕괴방지수준)

* 연직방향 지반반력계수

- B_V = (슬래브의 재하환산폭) = √(V×V) , B_H = (벽체의 재하환산폭) = √(H×H)
  = 17.000 m = 40.900 m = 12.940 m
- $K_{ho(vo)} = 1/0.3 \cdot E_D$

* 연직방향 환산 지반반력계수(압축방향)

- $K_V = K_{vo}\,(B_V/0.3)^{-3/4}$, $K_H = K_{ho}\,(B_H/0.3)^{-3/4}$

* 본선 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	13,283	16,300	4,428	5,433	107,168	2,686	6,367	895	2,122
퇴적층(자갈층)	987,663	47,820	58,681	15,940	19,560	385,806	18,680	22,922	6,227	7,641
풍화토	2,201,831	106,608	130,820	35,536	43,607	860,090	41,644	51,102	13,881	17,034
풍화암	5,043,990	244,218	299,685	81,406	99,895	1,970,308	95,398	117,064	31,799	39,021
연 암	18,933,228	916,704	1,124,903	305,568	374,968	7,395,792	358,087	439,415	119,362	146,472
보통암	15,536,147	752,225	923,068	250,742	307,689	6,068,807	293,838	360,573	97,946	120,191
경 암	59,590,479	2,885,235	3,540,520	961,745	1,180,173	23,277,531	1,127,045	1,383,016	375,682	461,005

* 램프 수평방향 지반반력계수(전단방향)

- $K_{SV} = \lambda \times k_V = 1/3 \times k_V$, $K_{SH} = \lambda \times k_H = 1/3 \times k_H$

구 분	기능수행수준					붕괴방지수준				
	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	$K_{ho(vo)}$ (kN/m^3)	K_V (kN/m^3)	K_H (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)
매립층	274,349	10,288	25,197	3,429	8,399	107,168	4,019	9,842	1,340	3,281
퇴적층(자갈층)	987,663	37,038	90,708	12,346	30,236	385,806	14,468	35,433	4,823	11,811
풍화토	2,201,831	82,571	202,219	27,524	67,406	860,090	32,254	78,992	10,751	26,331
풍화암	5,043,990	189,155	463,245	63,052	154,415	1,970,308	73,888	180,955	24,629	60,318

연 암	18,933,228	710,014	1,738,848	236,671	579,616	7,395,792	277,349	679,238	92,450	226,413
보통암	15,536,147	582,621	1,426,857	194,207	475,619	6,068,807	227,586	557,366	75,862	185,789
경 암	59,590,479	2,234,701	5,472,854	744,900	1,824,285	23,277,531	872,930	2,137,834	290,977	712,611

(3) 구간별 지반반력계수

*** 기능수행수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **퇴적층(자갈층)**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	0.450	1.250	40,647	13,549	139 163
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	1.250	0.730	47,342	15,781	140 162
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	0.730	0.730	34,909	11,636	141 to149 153 to 161
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	0.730	1.050	42,560	14,187	150 152
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	1.050	1.050	50,211	16,737	151
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.700	0.950	30,557	10,186	63 121
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.950	0.950	35,186	11,729	64 120
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.950	0.675	30,094	10,031	65 119
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.675	0.675	25,001	8,334	66 to 74 110 to 118
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.675	0.750	26,390	8,797	75 109
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.750	0.750	27,779	9,260	76 108
퇴적층(자갈층)	37,038	12,346	0.750	0.450	22,223	7,408	77 107

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
풍화암	189,155	63,052	0.700	0.950	156,052	52,017	1 34
풍화암	189,155	63,052	0.950	0.950	179,697	59,899	2 16 19 33
풍화암	189,155	63,052	0.950	0.100	99,306	33,102	3 32
풍화암	189,155	63,052	0.100	0.250	33,102	11,034	4 31
풍화암	189,155	63,052	0.250	0.640	84,174	28,058	5 30
풍화암	189,155	63,052	0.640	0.640	121,059	40,353	6 to 14 21 to 29
풍화암	189,155	63,052	0.640	0.950	150,378	50,126	15 20
풍화암	189,155	63,052	0.950	0.700	156,052	52,017	17 18
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	0.950	0.200	27,497	9,166	79 105
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	0.200	0.300	11,955	3,985	80 104
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	0.300	0.660	22,954	7,651	81 103
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	0.660	0.660	31,561	10,520	82 to 90 94 to 102
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	0.660	1.150	43,277	14,426	91 93
퇴적층(자갈층)	47,820	15,940	1.150	1.150	54,993	18,331	92

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.450	0.625	31,541	10,514	139
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.625	0.625	36,676	12,225	136
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.625	0.750	40,343	13,448	134
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.750	0.750	44,011	14,670	132

퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.750	0.750	44,011	14,670	129
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.750	0.750	44,011	14,670	127
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.750	0.725	43,277	14,426	125
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.725	0.725	42,544	14,181	122
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.725	0.650	40,343	13,448	77
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.650	0.975	73,700	24,567	63
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.975	0.975	88,440	29,480	59
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.975	0.835	82,091	27,364	55
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.835	0.835	75,741	25,247	51
풍화토	202,219	67,406	0.575	0.835	142,564	47,521	47
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.835	168,853	56,284	43
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.975	183,008	61,003	39
풍화암	463,245	154,415	0.975	0.975	451,664	150,555	35
풍화암	463,245	154,415	0.975	0.650	376,387	125,462	1
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.650	0.975	73,700	24,567	106
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.975	0.975	88,440	29,480	61
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.975	0.835	82,091	27,364	57
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.835	0.835	75,741	25,247	53
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.835	168,853	56,284	49
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.835	168,853	56,284	45
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.975	183,008	61,003	41
풍화암	463,245	154,415	0.975	0.975	451,664	150,555	37
풍화암	463,245	154,415	0.975	0.650	376,387	125,462	18

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.450	0.625	31,541	10,514	163
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.625	0.625	36,676	12,225	137
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.625	0.750	40,343	13,448	135
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.750	0.750	44,011	14,670	133
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.750	0.750	44,011	14,670	130
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.750	0.750	44,011	14,670	128
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.750	0.725	43,277	14,426	126
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.725	0.725	42,544	14,181	123
퇴적층(자갈층)	58,681	19,560	0.725	0.650	40,343	13,448	107
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.650	0.975	73,700	24,567	121
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.975	0.975	88,440	29,480	62
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.975	0.835	82,091	27,364	58
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.835	0.835	75,741	25,247	54
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.835	168,853	56,284	50
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.835	168,853	56,284	46
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.975	183,008	61,003	42
풍화암	463,245	154,415	0.975	0.975	451,664	150,555	38
풍화암	463,245	154,415	0.975	0.650	376,387	125,462	34
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.650	0.975	73,700	24,567	78
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.975	0.975	88,440	29,480	60
퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.975	0.835	82,091	27,364	56

퇴적층(자갈층)	90,708	30,236	0.835	0.835	75,741	25,247	52
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.835	168,853	56,284	48
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.835	168,853	56,284	44
풍화토	202,219	67,406	0.835	0.975	183,008	61,003	40
풍화암	463,245	154,415	0.975	0.975	451,664	150,555	36
풍화암	463,245	154,415	0.975	0.650	376,387	125,462	17

*** 붕괴방지수준**

[상부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **퇴적층(자갈층)**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	0.450	1.250	15,878	5,293	139 163
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	1.250	0.730	18,493	6,164	140 162
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	0.730	0.730	13,636	4,545	141 to149 153 to 161
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	0.730	1.050	16,625	5,542	150 152
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	1.050	1.050	19,614	6,538	151
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.700	0.950	11,936	3,979	63 121
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.950	0.950	13,745	4,582	64 120
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.950	0.675	11,755	3,918	65 119
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.675	0.675	9,766	3,255	66 to 74 110 to 118
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.675	0.750	10,309	3,436	75 109
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.750	0.750	10,851	3,617	76 108
퇴적층(자갈층)	14,468	4,823	0.750	0.450	8,681	2,894	77 107

[하부슬래브 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화암**]

토층	K_V (kN/m^3)	K_{SV} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	연직 지반반력계수 (kN/m)	수평 지반반력계수 (kN/m)	해당절점
풍화암	73,888	24,629	0.700	0.950	60,958	20,319	1 34
풍화암	73,888	24,629	0.950	0.950	70,194	23,398	2 16 19 33
풍화암	73,888	24,629	0.950	0.100	38,791	12,930	3 32
풍화암	73,888	24,629	0.100	0.250	12,930	4,310	4 31
풍화암	73,888	24,629	0.250	0.640	32,880	10,960	5 30
풍화암	73,888	24,629	0.640	0.640	47,289	15,763	6 to 14 21 to 29
풍화암	73,888	24,629	0.640	0.950	58,741	19,580	15 20
풍화암	73,888	24,629	0.950	0.700	60,958	20,319	17 18
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	0.950	0.200	10,741	3,580	79 105
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	0.200	0.300	4,670	1,557	80 104
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	0.300	0.660	8,966	2,989	81 103
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	0.660	0.660	12,329	4,110	82 to 90 94 to 102
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	0.660	1.150	16,905	5,635	91 93
퇴적층(자갈층)	18,680	6,227	1.150	1.150	21,482	7,161	92

[좌측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.450	0.625	12,321	4,107	139
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.625	0.625	14,326	4,775	136
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.625	0.750	15,759	5,253	134

퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.750	0.750	17,192	5,731	132
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.750	0.750	17,192	5,731	129
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.750	0.750	17,192	5,731	127
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.750	0.725	16,905	5,635	125
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.725	0.725	16,619	5,540	122
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.725	0.650	15,759	5,253	77
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.650	0.975	28,789	9,596	63
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.975	0.975	34,547	11,516	59
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.975	0.835	32,067	10,689	55
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.835	0.835	29,586	9,862	51
풍화토	78,992	26,331	0.575	0.835	55,689	18,563	47
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.835	65,958	21,986	43
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.975	71,487	23,829	39
풍화암	180,955	60,318	0.975	0.975	176,431	58,810	35
풍화암	180,955	60,318	0.975	0.650	147,026	49,009	1
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.650	0.975	28,789	9,596	106
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.975	0.975	34,547	11,516	61
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.975	0.835	32,067	10,689	57
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.835	0.835	29,586	9,862	53
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.835	65,958	21,986	49
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.835	65,958	21,986	45
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.975	71,487	23,829	41
풍화암	180,955	60,318	0.975	0.975	176,431	58,810	37
풍화암	180,955	60,318	0.975	0.650	147,026	49,009	18

[우측벽체 지진시 지반반력계수 , **퇴적층(자갈층)** , **풍화토**]

토층	K_H (kN/m^3)	K_{SH} (kN/m^3)	간격1 (m)	간격2 (m)	수평 지반 반력계수 (kN/m)	전단 지반 반력계수 (kN/m)	해당절점
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.450	0.625	12,321	4,107	163
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.625	0.625	14,326	4,775	137
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.625	0.750	15,759	5,253	135
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.750	0.750	17,192	5,731	133
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.750	0.750	17,192	5,731	130
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.750	0.750	17,192	5,731	128
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.750	0.725	16,905	5,635	126
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.725	0.725	16,619	5,540	123
퇴적층(자갈층)	22,922	7,641	0.725	0.650	15,759	5,253	107
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.650	0.975	28,789	9,596	121
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.975	0.975	34,547	11,516	62
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.975	0.835	32,067	10,689	58
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.835	0.835	29,586	9,862	54
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.835	65,958	21,986	50
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.835	65,958	21,986	46
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.975	71,487	23,829	42
풍화암	180,955	60,318	0.975	0.975	176,431	58,810	38
풍화암	180,955	60,318	0.975	0.650	147,026	49,009	34
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.650	0.975	28,789	9,596	78
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.975	0.975	34,547	11,516	60

퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.975	0.835	32,067	10,689	56
퇴적층(자갈층)	35,433	11,811	0.835	0.835	29,586	9,862	52
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.835	65,958	21,986	48
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.835	65,958	21,986	44
풍화토	78,992	26,331	0.835	0.975	71,487	23,829	40
풍화암	180,955	60,318	0.975	0.975	176,431	58,810	36
풍화암	180,955	60,318	0.975	0.650	147,026	49,009	17

3. 설계지진력 산정

1) 설계응답스펙트럼

① 지표면 가속도계수(A)

* 내진성능목표

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
기능수행수준	II 등급	I 등급	특등급			
붕괴방지수준				II 등급	I 등급	특등급

* 위험도 계수

재 현 주 기	50년	100년	200년	500년	1000년	5000년
위험도계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

* 기반면, 지표면 : S_B

지 반 종 류		상부 30m에 대한 평균 지반 특성		
		전단파속도 V_{S30}(m.sec)	표준관입시험 N(타격수)	비배수전단강도 (kPa)
S_A	경암지반	1500초과	-	-
S_B	보통암지반	760 ~ 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	50초과	100초과
S_D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S_E	연약한 토사지반	180미만	15미만	50미만
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

* 지진계수

지진 구역	지반 종류	지진계수		비고	지진 구역	지반 종류	지진계수		비고
		Ca	Cv				Ca	Cv	
I	S_A	0.09	0.09	기반면, 지표면	II	S_A	0.05	0.05	
	S_B	0.11	0.11			S_B	0.07	0.07	
	S_C	0.13	0.18			S_C	0.08	0.11	
	S_D	0.16	0.23			S_D	0.11	0.16	
	S_E	0.22	0.37			S_E	0.17	0.23	

* 지표면 가속도계수(A)

- 기능수행수준

기반면 : A = I x Ca = 0.57 x 0.09 = 0.051

지표면1 : A = I x Ca = 0.57 x 0.16 = 0.091 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 0.57 x 0.11 = 0.063 ← 암층

- 붕괴방지수준

기반면 : A = I x Ca = 1.40 x 0.09 = 0.126

지표면1 : A = I x Ca = 1.40 x 0.16 = 0.224 ← 토층

지표면2 : A = I x Ca = 1.40 x 0.11 = 0.154 ← 암층

② 지표면 응답 가속도(Sa)

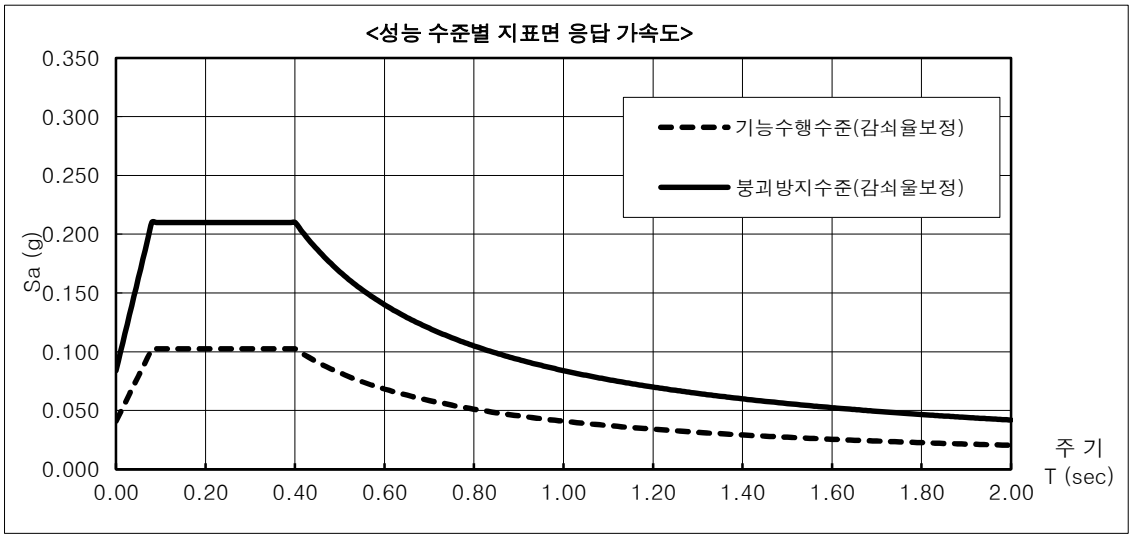
* T'_s = Cv/2.5xCa = 0.400 * T_o = 0.2xT's = 0.080

* 감쇠율에 대한 보정, C_D

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.800 , 감쇠율, h = 0.1 (기능수행수준)

C_D = 1.5/(40h+1)+0.5 = 0.667 , 감쇠율, h = 0.2 (붕괴방지수준)

* 성능수준별 지표면 응답 가속도



- $S_{a(at\ T=0)}$ = A x C_D = 0.051 x 0.800 = 0.041 g (기능수행수준)

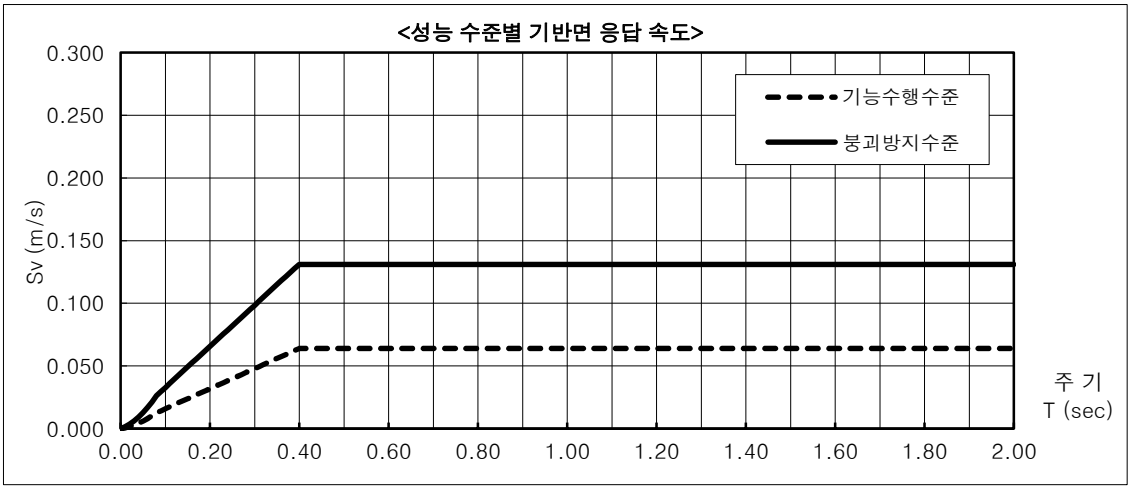
= A x C_D = 0.126 x 0.667 = 0.084 g (붕괴방지수준)

- $S_{a(at\ T=0.40)}$ = 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.051 x 0.800 = 0.103 g (기능수행수준)

= 2.5 x A x C_D = 2.5 x 0.126 x 0.667 = 0.210 g (붕괴방지수준)

③ 기반면 응답 속도(Sv)

* Sv = T/2π×Sa (m/s^2)



- g = 9.81 m/s^2

- $S_{v(at\ T=0.40)}$ = T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.103 x g = 0.064 m/s (기능수행수준)

= T / 2π x Sa = 0.40 / 2π x 0.210 x g = 0.131 m/s (붕괴방지수준)

2) 지반변위

① 표층지반의 특성값 : $T_G = \sum 4Hi / Vsi$

* 기능수행수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
1.600	매립층	-	156	0.041
10.200	퇴적층(자갈층)	-	289	0.141
2.700	풍화토	-	424	0.025
3.500	풍화암	-	631	0.022
12.000	연 암	-	1216	0.039
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0.00	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.268

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.268 = 0.34 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.103 g = 1.007 m/s²

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.054 m/s

* 붕괴방지수준

Hi(m)	지반종류	N치	Vsi(m/sec)	T_G(4Hi/Vsi)
1.600	매립층	-	156	0.041
10.200	퇴적층(자갈층)	-	289	0.141
2.700	풍화토	-	424	0.025
3.500	풍화암	-	631	0.022
12.000	연 암	-	1216	0.039
0.000	보통암	-	1050	0.000
0.000	경 암	-	2059	0.000
0.000	0	-	0	0.000
30.000	T_G (지반의 특성값, sec)			0.268

* Ts (지반의 고유주기, sec)

= 1.25 × T_G = 1.25 × 0.268 = 0.34 sec

* $S_{a,atT=Ts}$ = 0.210 g = 2.061 m/s²

* $S_{v,at\ T=Ts}$ = 0.112 m/s

② 지반변위 (2중코사인)

$U_{h1} = 2 / \pi^2 \cdot Sv \cdot T_s \cdot \cos(\omega_0 \cdot x_1 / v_{sod1})$ 제 1층에서의 변위

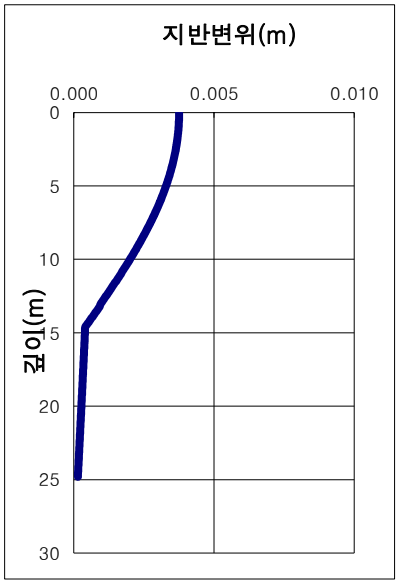
$$U_{h2(x)} = \frac{2}{\pi^2} S_v T_G \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{v_{s0d1}}\right) \cdot \left(\cos\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}} - \frac{\sin\frac{w_0 x_2}{v_{s0d2}}}{\tan\frac{w_0 H_2}{v_{s0d2}}} \right)$$ 제 2층에서의 변위

H_s = 8.65 m, H_1 = 14.5 m, H_2 = 15.5 m, γ_1 = 19.1, γ_2 = 22.5

V_{s0d1} = 300 m/s V_{s0d2} = 1084 m/s α = 0.23

ω_0 = 30.220 ⟶ 0.000 *O.K!!*

* 기능수행수준



기반면 깊이

H = 8.650 m

Sv = 0.054 m/s

Ts = 0.34 sec

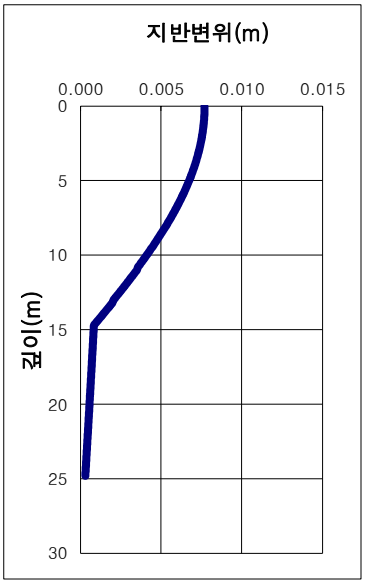
$U(Z_U)$=U(Z=2.950m)

= 0.003588 m

$U(Z_B)$=U(Z=8.650m)

= 0.000369 m

* 붕괴방지수준



기반면 깊이

H = 8.650 m

Sv = 0.112 m/s

Ts = 0.34 sec

$U(Z_U)$=U(Z=2.950m)

= 0.007347 m

$U(Z_B)$=J(Z=15.890m

= 0.000756 m

3) 지진하중

① 지반변위하중

*** 상부슬래브에 작용하는 지반변위하중**

$P_{상부} = K_{SV,기능} \times U(Z_U) = 15,940 \times 0.003588 = \mathbf{57.185}$ kN/m^2 (기능수행수준)

$= K_{SV,붕괴} \times U(Z_U) = 6,227 \times 0.007347 = \mathbf{45.744}$ kN/m^2 (붕괴방지수준)

*** 측벽에 작용하는 지반변위하중**

$P(Z) = K_H \times [\ U(Z) - U(Z_B)\ ]$

1) 기능수행수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z (m)	U(Z) (m)	$U(Z_B)$ (m)	$U(Z)-U(Z_B)$ (m)	K_H (kN/m^3)	P(Z) (kN/m^2)
기능수행수준	139	2.950	0.003588	0.000369	0.003218	58,681	188.851
	136	3.575	0.003511	0.000369	0.003142	58,681	184.362
	134	4.200	0.003421	0.000369	0.003051	58,681	179.055
	132	4.950	0.003294	0.000369	0.002925	58,681	171.634
	129	5.700	0.003149	0.000369	0.002780	58,681	163.107
	127	6.450	0.002985	0.000369	0.002616	58,681	153.523
	125	7.200	0.002805	0.000369	0.002436	58,681	142.935
	122	7.925	0.002615	0.000369	0.002246	58,681	131.804
	77	8.650	0.002412	0.000369	0.002042	58,681	119.852
	63	8.650	0.002412	0.000369	0.002042	90,708	185.265
	59	9.625	0.002118	0.000369	0.001748	90,708	158.594
	55	10.600	0.001803	0.000369	0.001434	90,708	130.064
	51	11.435	0.001520	0.000369	0.001151	90,708	104.363
	47	12.270	0.001226	0.000369	0.000856	202,219	173.185
	43	13.105	0.000923	0.000369	0.000554	202,219	111.950
	39	13.940	0.000614	0.000369	0.000244	202,219	49.391
	35	14.915	0.000393	0.000369	0.000024	463,245	11.139
	1	15.890	0.000369	0.000369	0.000000	463,245	0.000
	106	8.650	0.002412	0.000369	0.002042	90,708	185.265
	61	9.625	0.002118	0.000369	0.001748	90,708	158.594
	57	10.600	0.001803	0.000369	0.001434	90,708	130.064
	53	11.435	0.001520	0.000369	0.001151	90,708	104.363
	49	12.270	0.001226	0.000369	0.000856	202,219	173.185
	45	13.105	0.000923	0.000369	0.000554	202,219	111.950
	41	13.940	0.000614	0.000369	0.000244	202,219	49.391
	37	14.915	0.000393	0.000369	0.000024	463,245	11.139
	18	15.890	0.000369	0.000369	0.000000	463,245	0.000

2) 기능수행수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
기능수행수준	163	2.950	0.003588	0.000369	0.003218	58,681	188.851
	137	3.575	0.003511	0.000369	0.003142	58,681	184.362
	135	4.200	0.003421	0.000369	0.003051	58,681	179.055
	133	4.950	0.003294	0.000369	0.002925	58,681	171.634
	130	5.700	0.003149	0.000369	0.002780	58,681	163.107
	128	6.450	0.002985	0.000369	0.002616	58,681	153.523
	126	7.200	0.002805	0.000369	0.002436	58,681	142.935
	123	7.925	0.002615	0.000369	0.002246	58,681	131.804
	107	8.650	0.002412	0.000369	0.002042	58,681	119.852
	121	8.650	0.002412	0.000369	0.002042	90,708	185.265
	62	9.625	0.002118	0.000369	0.001748	90,708	158.594
	58	10.600	0.001803	0.000369	0.001434	90,708	130.064
	54	11.435	0.001520	0.000369	0.001151	90,708	104.363
	50	12.270	0.001226	0.000369	0.000856	202,219	173.185
	46	13.105	0.000923	0.000369	0.000554	202,219	111.950
	42	13.940	0.000614	0.000369	0.000244	202,219	49.391
	38	14.915	0.000393	0.000369	0.000024	463,245	11.139
	34	15.890	0.000369	0.000369	0.000000	463,245	0.000
	78	8.650	0.002412	0.000369	0.002042	90,708	185.265
	60	9.625	0.002118	0.000369	0.001748	90,708	158.594
	56	10.600	0.001803	0.000369	0.001434	90,708	130.064
	52	11.435	0.001520	0.000369	0.001151	90,708	104.363
	48	12.270	0.001226	0.000369	0.000856	202,219	173.185
	44	13.105	0.000923	0.000369	0.000554	202,219	111.950
	40	13.940	0.000614	0.000369	0.000244	202,219	49.391
	36	14.915	0.000393	0.000369	0.000024	463,245	11.139
	17	15.890	0.000369	0.000369	0.000000	463,245	0.000

3) 붕괴방지수준 좌측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	139	2.950	0.007347	0.000756	0.006590	22,922	151.067
	136	3.575	0.007190	0.000756	0.006434	22,922	147.476
	134	4.200	0.007005	0.000756	0.006249	22,922	143.230
	132	4.950	0.006746	0.000756	0.005990	22,922	137.294
	129	5.700	0.006448	0.000756	0.005692	22,922	130.474
	127	6.450	0.006114	0.000756	0.005358	22,922	122.807
	125	7.200	0.005744	0.000756	0.004988	22,922	114.337
	122	7.925	0.005356	0.000756	0.004600	22,922	105.434
	77	8.650	0.004939	0.000756	0.004183	22,922	95.873
	63	8.650	0.004939	0.000756	0.004183	35,433	148.198
	59	9.625	0.004337	0.000756	0.003580	35,433	126.863
	55	10.600	0.003692	0.000756	0.002936	35,433	104.042
	51	11.435	0.003112	0.000756	0.002356	35,433	83.483
	47	12.270	0.002510	0.000756	0.001754	78,992	138.535
	43	13.105	0.001890	0.000756	0.001134	78,992	89.551
	39	13.940	0.001256	0.000756	0.000500	78,992	39.509
	35	14.915	0.000805	0.000756	0.000049	180,955	8.911
	1	15.890	0.000756	0.000756	0.000000	180,955	0.000
	106	8.650	0.004939	0.000756	0.004183	35,433	148.198
	61	9.625	0.004337	0.000756	0.003580	35,433	126.863
	57	10.600	0.003692	0.000756	0.002936	35,433	104.042
	53	11.435	0.003112	0.000756	0.002356	35,433	83.483
	49	12.270	0.002510	0.000756	0.001754	78,992	138.535
	45	13.105	0.001890	0.000756	0.001134	78,992	89.551
	41	13.940	0.001256	0.000756	0.000500	78,992	39.509
	37	14.915	0.000805	0.000756	0.000049	180,955	8.911
	18	15.890	0.000756	0.000756	0.000000	180,955	0.000

4) 붕괴방지수준 우측벽체

구분	해당절점	Z	U(Z)	$U(Z_B)$	$U(Z)-U(Z_B)$	K_H	P(Z)
		(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^3)	(kN/m^2)
붕괴방지수준	163	2.950	0.007347	0.000756	0.006590	22,922	151.067
	137	3.575	0.007190	0.000756	0.006434	22,922	147.476
	135	4.200	0.007005	0.000756	0.006249	22,922	143.230
	133	4.950	0.006746	0.000756	0.005990	22,922	137.294
	130	5.700	0.006448	0.000756	0.005692	22,922	130.474
	128	6.450	0.006114	0.000756	0.005358	22,922	122.807
	126	7.200	0.005744	0.000756	0.004988	22,922	114.337
	123	7.925	0.005356	0.000756	0.004600	22,922	105.434
	107	8.650	0.004939	0.000756	0.004183	22,922	95.873
	121	8.650	0.004939	0.000756	0.004183	35,433	148.198
	62	9.625	0.004337	0.000756	0.003580	35,433	126.863
	58	10.600	0.003692	0.000756	0.002936	35,433	104.042
	54	11.435	0.003112	0.000756	0.002356	35,433	83.483
	50	12.270	0.002510	0.000756	0.001754	78,992	138.535
	46	13.105	0.001890	0.000756	0.001134	78,992	89.551
	42	13.940	0.001256	0.000756	0.000500	78,992	39.509
	38	14.915	0.000805	0.000756	0.000049	180,955	8.911
	34	15.890	0.000756	0.000756	0.000000	180,955	0.000
	78	8.650	0.004939	0.000756	0.004183	35,433	148.198
	60	9.625	0.004337	0.000756	0.003580	35,433	126.863
	56	10.600	0.003692	0.000756	0.002936	35,433	104.042
	52	11.435	0.003112	0.000756	0.002356	35,433	83.483
	48	12.270	0.002510	0.000756	0.001754	78,992	138.535
	44	13.105	0.001890	0.000756	0.001134	78,992	89.551
	40	13.940	0.001256	0.000756	0.000500	78,992	39.509
	36	14.915	0.000805	0.000756	0.000049	180,955	8.911
	17	15.890	0.000756	0.000756	0.000000	180,955	0.000

② 주면전단력

(1) 램프

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP} /(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1} \sin(w_0x_u/v_{s0d1})$ = 11.497 kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 13.532 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2$ = 12.514 kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP} /(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1} \sin(w_0x_u/v_{s0d1})$ = 9.196 kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 10.824 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2$ = 10.010 kN/m^2

(2) 본선

* 기능수행수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP} /(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1} \sin(w_0x_u/v_{s0d1})$ = 11.497 kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 2.568 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2$ = 7.032 kN/m^2

* 붕괴방지수준

$\tau_u = 2*G_{D,TOP} /(\pi^2)\cdot Sv\cdot T_G\cdot w_0 / v_{sod1} \sin(w_0x_u/v_{s0d1})$ = 9.196 kN/m^2

$$\tau_B = \frac{2G_D}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\frac{w_0}{v_{s0d2}}\cdot\cos\left(\frac{w_0H_1}{v_{sod1}}\right)\cdot\left(\sin\frac{w_0x_2}{v_{s0d2}}+\frac{\cos w_0x_2/v_{s0d2}}{\tan w_0H_2/v_{s0d2}}\right) = 2.054 \text{ kN/m}^2$$

$\tau_W = (\tau_u + \tau_B) / 2$ = 5.625 kN/m^2

③ 관성력

* 기능수행수준 γ_c = 25.0 kN/m^3

- 상부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 0.900 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 2.950 m)

f_u = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 0.900 × 25.0 × 0.091 × 0.956 = 1.961 kN/m^2 (기능수행수준)

= 0.900 × 25.0 × 0.224 × 0.956 = 4.817 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 상부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 1.300 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.290 m)

f_m = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.300 × 25.0 × 0.091 × 0.876 = 2.595 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.300 × 25.0 × 0.224 × 0.876 = 6.375 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(본선) 관성력 (Vi = 1.000 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 8.650 m)

fu = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.000 × 25.0 × 0.091 × 0.870 = 1.984 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.000 × 25.0 × 0.224 × 0.870 = 4.873 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 하부슬래브(램프) 관성력 (Vi = 1.300 m^3/m^2 : 단위면적당 부피 , Z = 15.890 m)

f_B = mi × ai = wi × K_{Hi} = Vi × γ_con × A × (1 − 0.015·Z)

= 1.300 × 25.0 × 0.063 × 0.762 = 1.552 kN/m^2 (기능수행수준)

= 1.300 × 25.0 × 0.154 × 0.762 = 3.812 kN/m^2 (붕괴방지수준)

- 좌측벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	ɣ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
본선	139	2.950	0.900	25.0	0.091	0.224	0.956	1.961	4.817
	136	3.575	0.900	25.0	0.091	0.224	0.946	1.942	4.770
	134	4.200	0.900	25.0	0.091	0.224	0.937	1.923	4.722
	132	4.950	0.900	25.0	0.091	0.224	0.926	1.900	4.666
	129	5.700	0.900	25.0	0.091	0.224	0.915	1.877	4.609
	127	6.450	0.900	25.0	0.091	0.224	0.903	1.853	4.552
	125	7.200	0.900	25.0	0.091	0.224	0.892	1.830	4.496
	122	7.925	0.900	25.0	0.091	0.224	0.881	1.808	4.441
	77	8.650	0.900	25.0	0.091	0.224	0.870	1.786	4.386
램프	63	8.650	1.400	25.0	0.091	0.224	0.870	2.778	6.823
	59	9.625	1.400	25.0	0.091	0.224	0.856	2.731	6.708
	55	10.600	1.400	25.0	0.091	0.224	0.841	2.684	6.593
	51	11.435	1.400	25.0	0.091	0.224	0.828	2.644	6.495
	47	12.270	1.400	25.0	0.091	0.224	0.816	2.605	6.397
	43	13.105	1.400	25.0	0.091	0.224	0.803	2.565	6.299
	39	13.940	1.400	25.0	0.091	0.224	0.791	2.525	6.201
	35	14.915	1.400	25.0	0.063	0.154	0.776	1.704	4.184
	1	15.890	1.400	25.0	0.063	0.154	0.762	1.671	4.105
	106	8.650	1.400	25.0	0.091	0.224	0.870	2.778	6.823
	61	9.625	1.400	25.0	0.091	0.224	0.856	2.731	6.708
	57	10.600	1.400	25.0	0.091	0.224	0.841	2.684	6.593
	53	11.435	1.400	25.0	0.091	0.224	0.828	2.644	6.495
	49	12.270	1.400	25.0	0.091	0.224	0.816	2.605	6.397
	45	13.105	1.400	25.0	0.091	0.224	0.803	2.565	6.299
	41	13.940	1.400	25.0	0.091	0.224	0.791	2.525	6.201
	37	14.915	1.400	25.0	0.063	0.154	0.776	1.704	4.184
	18	15.890	1.400	25.0	0.063	0.154	0.762	1.671	4.105

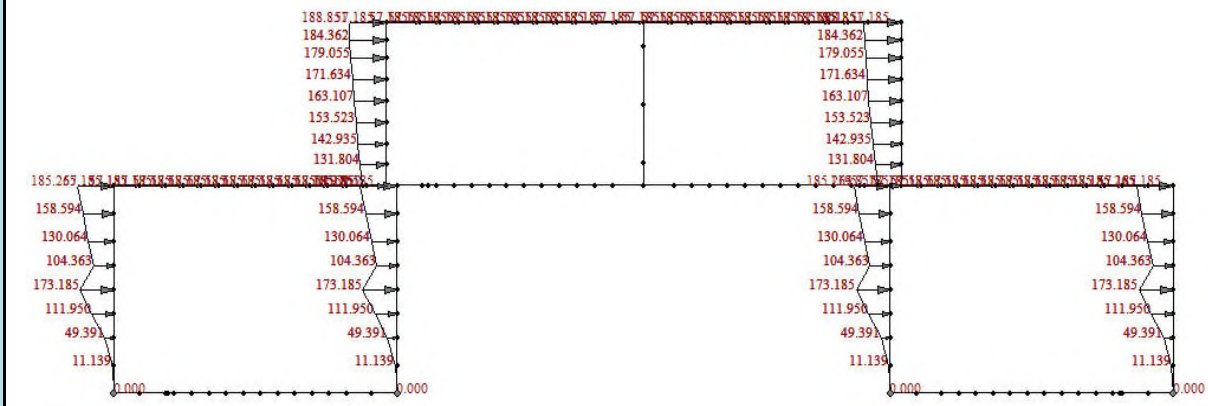
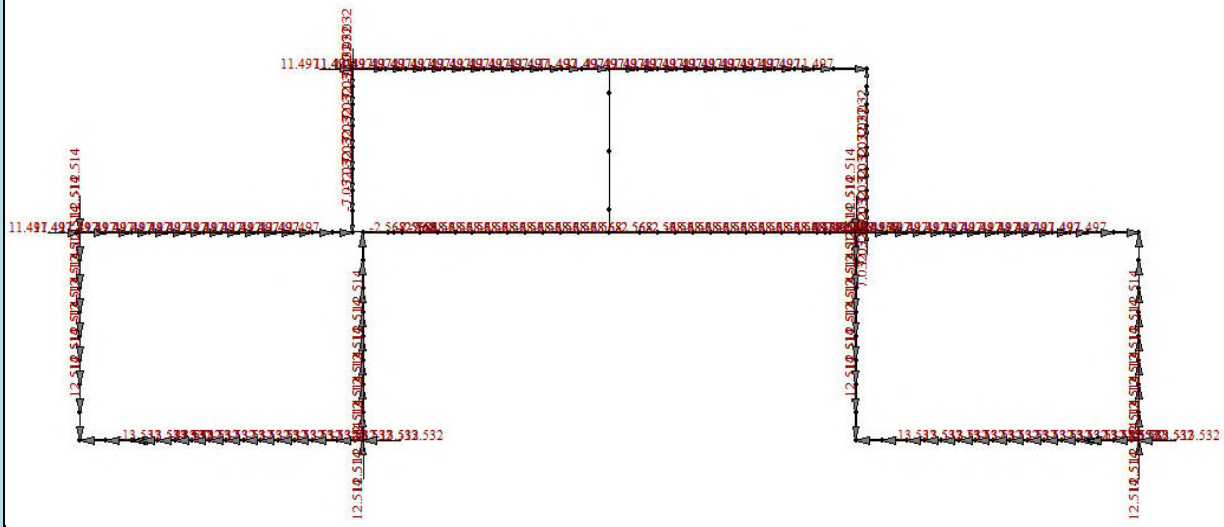
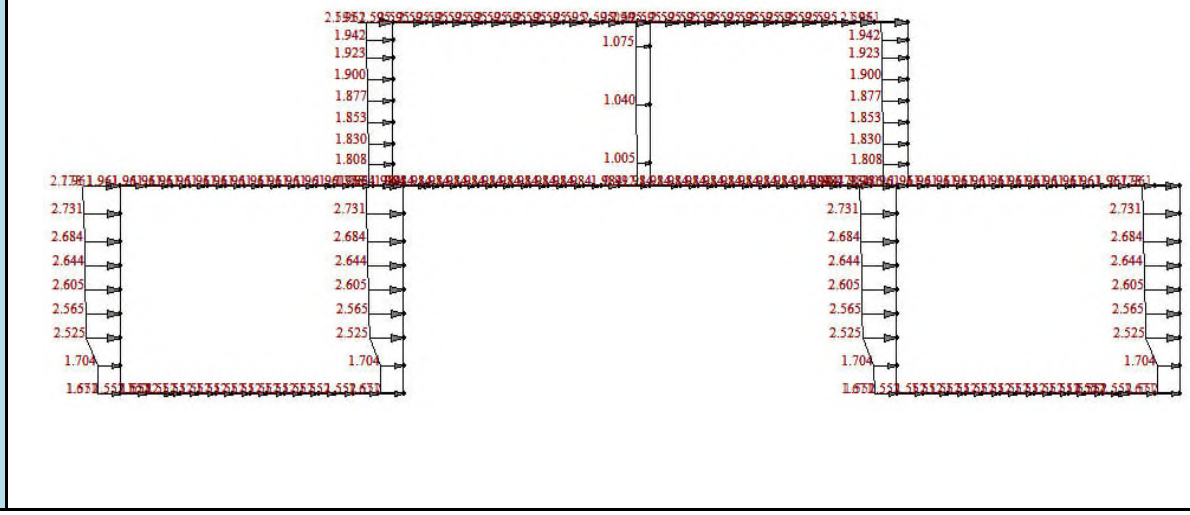
- 우측벽체 관성력

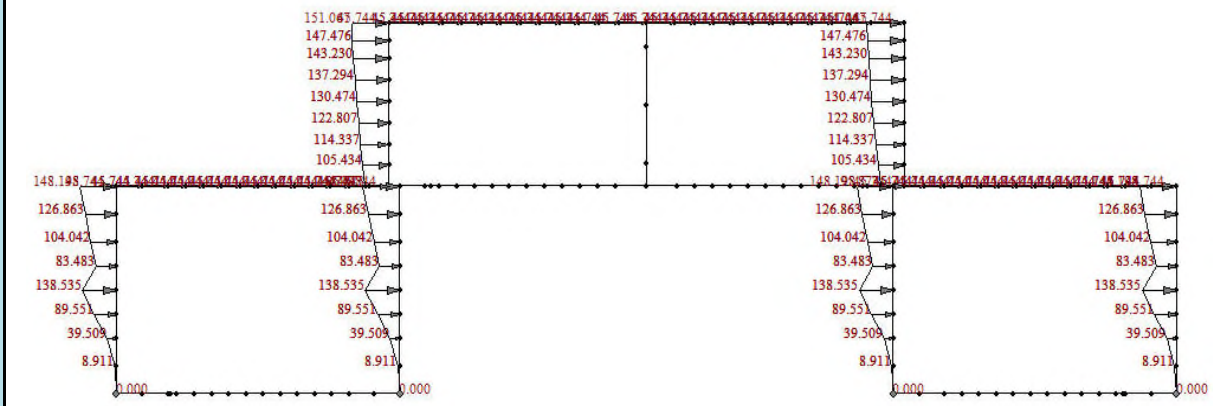
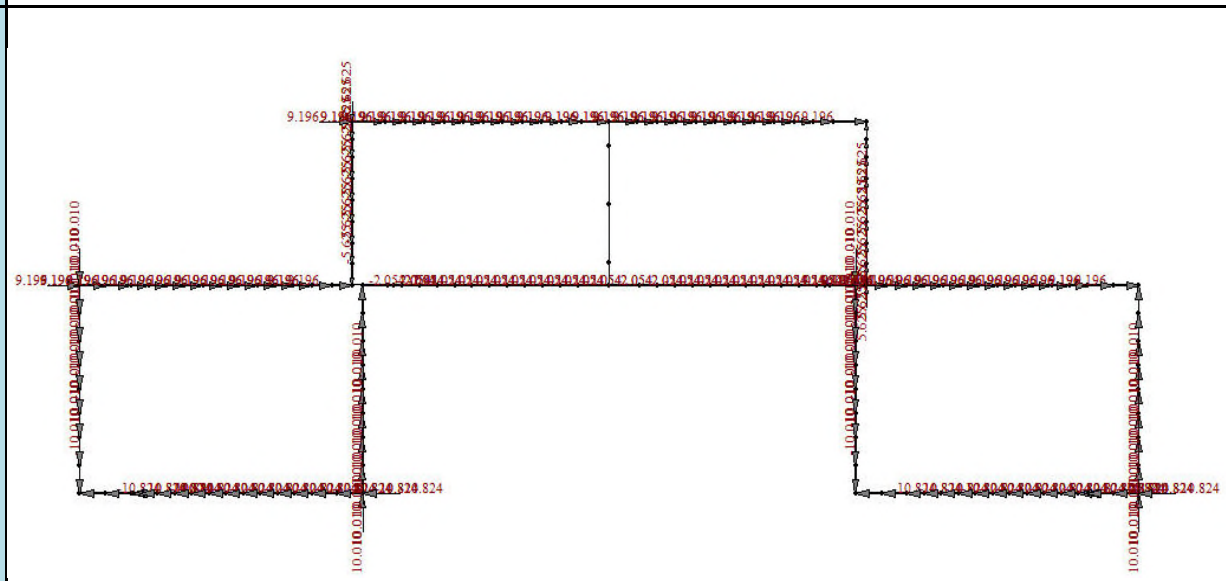
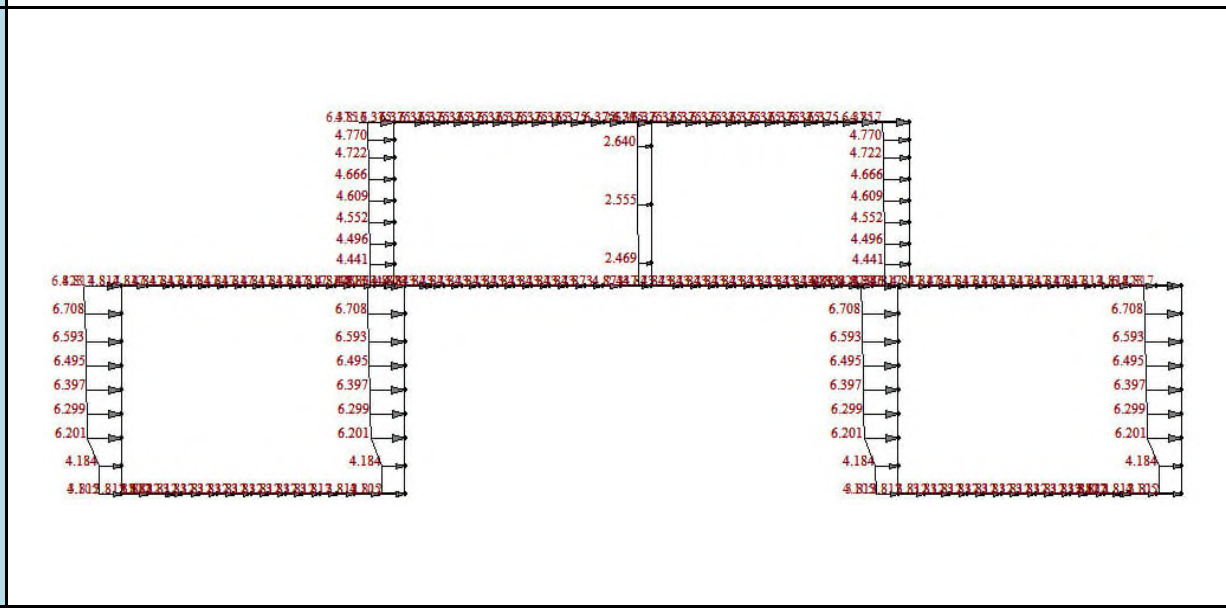
구분	해당절점	Z	Vi	ɣ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
본선	163	2.950	0.900	25.0	0.091	0.224	0.956	1.961	4.817
	137	3.575	0.900	25.0	0.091	0.224	0.946	1.942	4.770
	135	4.200	0.900	25.0	0.091	0.224	0.937	1.923	4.722
	133	4.950	0.900	25.0	0.091	0.224	0.926	1.900	4.666
	130	5.700	0.900	25.0	0.091	0.224	0.915	1.877	4.609
	128	6.450	0.900	25.0	0.091	0.224	0.903	1.853	4.552
	126	7.200	0.900	25.0	0.091	0.224	0.892	1.830	4.496
	123	7.925	0.900	25.0	0.091	0.224	0.881	1.808	4.441
	107	8.650	0.900	25.0	0.091	0.224	0.870	1.786	4.386
램프	121	8.650	1.400	25.0	0.091	0.224	0.870	2.778	6.823
	62	9.625	1.400	25.0	0.091	0.224	0.856	2.731	6.708
	58	10.600	1.400	25.0	0.091	0.224	0.841	2.684	6.593
	54	11.435	1.400	25.0	0.091	0.224	0.828	2.644	6.495
	50	12.270	1.400	25.0	0.091	0.224	0.816	2.605	6.397
	46	13.105	1.400	25.0	0.091	0.224	0.803	2.565	6.299
	42	13.940	1.400	25.0	0.091	0.224	0.791	2.525	6.201
	38	14.915	1.400	25.0	0.063	0.154	0.776	1.704	4.184
	34	15.890	1.400	25.0	0.063	0.154	0.762	1.671	4.105
	78	8.650	1.400	25.0	0.091	0.224	0.870	2.778	6.823
	60	9.625	1.400	25.0	0.091	0.224	0.856	2.731	6.708
	56	10.600	1.400	25.0	0.091	0.224	0.841	2.684	6.593
	52	11.435	1.400	25.0	0.091	0.224	0.828	2.644	6.495
	48	12.270	1.400	25.0	0.091	0.224	0.816	2.605	6.397
	44	13.105	1.400	25.0	0.091	0.224	0.803	2.565	6.299
	40	13.940	1.400	25.0	0.091	0.224	0.791	2.525	6.201
	36	14.915	1.400	25.0	0.063	0.154	0.776	1.704	4.184
	17	15.890	1.400	25.0	0.063	0.154	0.762	1.671	4.105

- 본선 중앙벽체 관성력

구분	해당절점	Z	Vi	ɣ_con	A (가속도계수)		1-0.015·Z	$f_{u(Z)기능}$	$f_{u(Z)붕괴}$
		(m)	(m^3/m^2)	(kN/m^3)	기능수행	붕괴방지	(m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)
중앙벽체	151	2.950	0.500	25.0	0.091	0.224	0.956	1.090	2.676
	138	3.800	0.500	25.0	0.091	0.224	0.943	1.075	2.640
	131	5.840	0.500	25.0	0.091	0.224	0.912	1.040	2.555
	124	7.880	0.500	25.0	0.091	0.224	0.882	1.005	2.469
	92	8.650	0.500	25.0	0.091	0.224	0.870	0.992	2.437

4. 하중 재하도

구분	기능수행수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

구분	붕괴방지수준
지반변위하중	
주면전단력	
관성력	

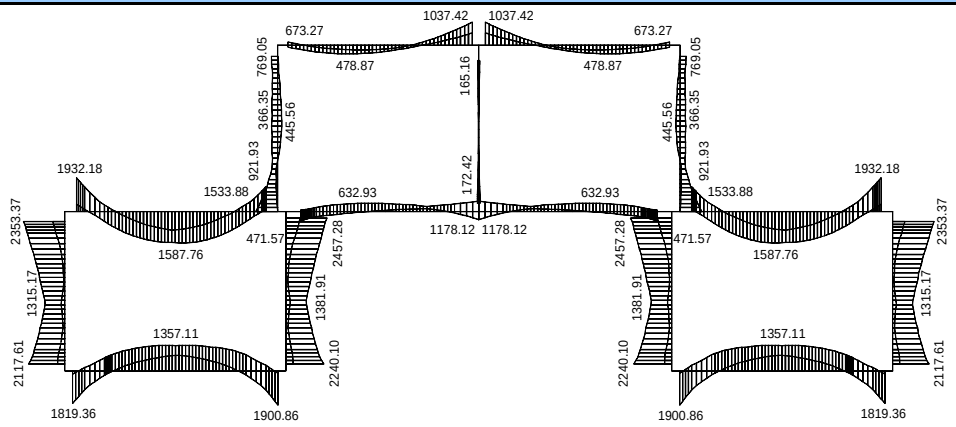
5. 하중조합

1) 콘크리트구조기준(2012)

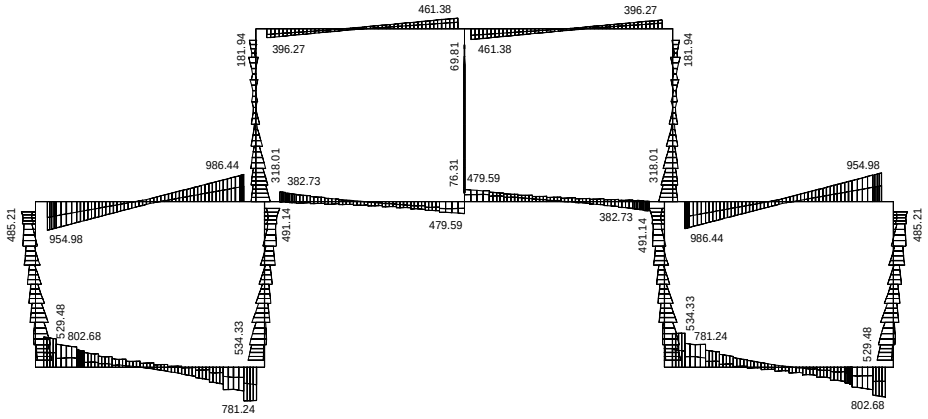
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		지진하중	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직 수압	수평 수압		
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有				
				좌측	우측		좌측	우측								
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC15	
기능수행수준	E1COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.400	
	E1COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.400	
	E1COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.400	
	E1COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.400	
	E1COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.400	
	E1COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.400	
	E1COMB07	0.900							0.900		1.000				1.400	
	E1COMB08	0.900							0.900		0.500				1.400	
	E1COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.400	
	E1COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.400	
	E1COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.400	
	E1COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.400	
붕괴방지수준	E2COMB01	1.200	1.000			1.000			1.200		1.000				1.000	
	E2COMB02	1.200		1.000			1.000		1.200		1.000				1.000	
	E2COMB03	1.200			1.000			1.000	1.200		1.000				1.000	
	E2COMB04	1.200	1.000			0.500			1.200		0.500				1.000	
	E2COMB05	1.200		1.000			0.500		1.200		0.500				1.000	
	E2COMB06	1.200			1.000			0.500	1.200		0.500				1.000	
	E2COMB07	0.900							0.900		1.000				1.000	
	E2COMB08	0.900							0.900		0.500				1.000	
	E2COMB09	1.200	1.000			1.000				1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB10	1.200		1.000			1.000			1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB11	1.200			1.000			1.000		1.200		1.000	1.200	1.000	1.000	
	E2COMB12	1.200	1.000			0.500				1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB13	1.200		1.000			0.500			1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB14	1.200			1.000			0.500		1.200		0.500	1.200	0.500	1.000	
	E2COMB15	0.900								0.900		1.000	0.900	1.000	1.000	
	E2COMB16	0.900								0.900		0.500	0.900	0.500	1.000	

6. 단면력도

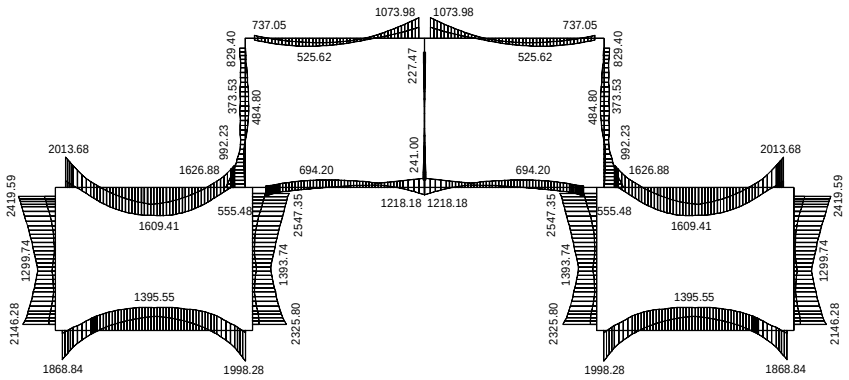
기능수행수준 - 모멘트도(B.M.D)



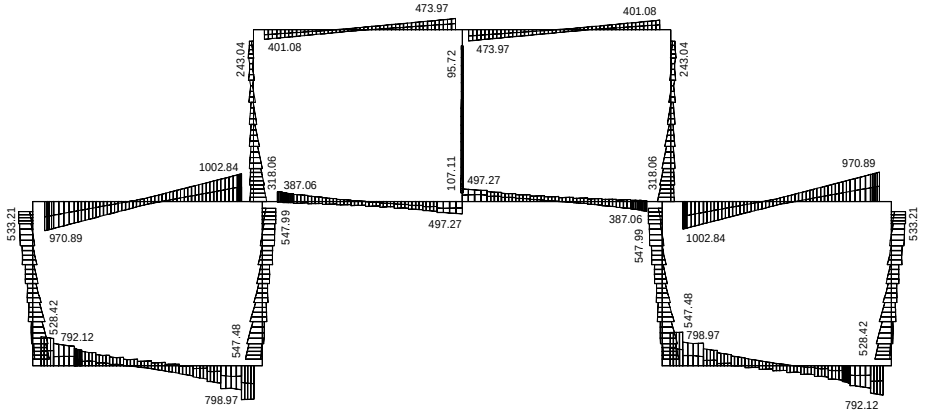
기능수행수준 - 전단력도(S.F.D)



붕괴방지수준 - 모멘트도(B.M.D)



붕괴방지수준 - 전단력도(S.F.D)



7. 기능수행수준 부재력 집계

7.1 기능수행수준 부재력 집계

7.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	램프벽체부	65	I[63]	1932.180	-	954.980	-
	램프중앙부	72	3/4	1587.760	-	-	-
	램프접합부	78	J[77]	1533.880	-	986.440	-
	본선접합부	143	I[139]	673.270	-	396.270	-
	본선중앙부	146	J[143]	478.870	-	-	-
	중앙벽체부	154	J[151]	1037.420	-	461.380	-
하 부 슬래브	램프벽체부	1	I[1]	1819.360	-	802.680	-
	램프중앙부	9	I[9]	1357.110	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	1900.860	-	781.240	-
	본선접합부	80	J[79]	471.570	-	382.730	-
	본선중앙부	86	I[84]	632.930	-	-	-
	중앙벽체부	93	J[92]	1178.120	-	479.590	-
	램프측구	4	J[5]	874.950	-	757.790	-
	본선측구	82	J[81]	548.750	-	354.950	-

7.1.2 벽체: 램프

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	61	J[63]	2353.370	729.640	485.210	
		P_{max}	61	I[59]	362.850	1427.910	485.210	
	중앙 부모멘트	M_{max}	45	I[43]	1315.170	973.770	-	
		P_{max}	45	I[43]	79.780	1481.810	-	
	하단	M_{max}	33	I[1]	2117.610	1008.150	529.480	
		P_{max}	33	I[1]	2117.610	1648.170	529.480	
내측 벽체	상단	M_{max}	62	J[78]	2457.280	1617.420	491.140	
		P_{max}	62	I[60]	2042.420	1640.500	491.140	
	중앙 부모멘트	M_{max}	46	I[44]	1381.910	1842.010	-	
		P_{max}	46	I[44]	1381.910	1842.010	-	
	하단	M_{max}	34	I[17]	2240.100	2032.570	534.330	
		P_{max}	34	I[17]	2240.100	2032.570	534.330	

7.1.3 벽체 :본선

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	769	214	769.050	214.140	181.940	
		P_{max}	34	542	34.280	541.520	181.940	
	중앙	M_{max}	446	273	445.560	273.310	-	
		P_{max}	86	577	85.950	577.100	-	
	중앙 부모멘트	M_{max}	366	318	366.350	317.720	-	
		P_{max}	37	590	37.110	589.720	-	
	하단	M_{max}	922	382	921.930	382.480	318.010	
		P_{max}	138	627	138.090	626.900	318.010	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	165	701	165.160	701.140	69.810	
		P_{max}	155	1091	154.680	1091.340	69.810	
	중앙	M_{max}	155	711	154.710	710.520	-	
		P_{max}	9	1121	9.190	1121.350	-	
	하단	M_{max}	172	1163	172.420	1162.690	76.310	
		P_{max}	172	1163	172.420	1162.690	76.310	

8. 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1 붕괴방지수준 부재력 집계

8.1.1 슬래브

구 분		부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
				M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
상 부 슬래브	램프벽체부	65	I[63]	2013.680	-	970.890	-
	램프중앙부	72	J[71]	1609.410	-	-	-
	램프접합부	78	J[77]	1626.880	-	1002.840	-
	본선접합부	143	I[139]	737.050	-	401.080	-
	본선중앙부	146	3/4	525.620	-	-	-
	중앙벽체부	154	J[151]	1073.980	-	473.970	-
하 부 슬래브	램프벽체부	1	I[1]	1868.840	-	792.120	-
	램프중앙부	9	I[9]	1395.550	-	-	-
	램프접합부	16	J[17]	1998.280	-	798.970	-
	본선접합부	80	J[79]	555.480	-	387.060	-
	본선중앙부	86	I[84]	694.200	-	-	-
	중앙벽체부	93	J[92]	1218.180	-	497.270	-
	램프측구	4	J[5]	973.690	-	751.590	-
	본선측구	82	J[81]	630.220	-	360.190	-

8.1.2 벽체 : 램프

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외 측 벽체	상단	M_{max}	61	J[63]	2419.590	723.850	533.210	
		P_{max}	61	I[59]	293.390	1441.030	533.210	
	중앙 부모멘트	M_{max}	45	I[43]	1299.740	936.550	-	
		P_{max}	45	I[43]	95.210	1519.030	-	
	하단	M_{max}	33	I[1]	2146.280	1058.240	528.420	
		P_{max}	33	I[1]	422.020	1598.090	528.420	
내측 벽체	상단	M_{max}	62	J[78]	2547.350	1602.450	547.990	
		P_{max}	62	I[60]	2122.780	1652.370	547.990	
	중앙 부모멘트	M_{max}	46	I[44]	1393.740	1846.030	-	
		P_{max}	46	I[44]	1393.740	1846.030	-	
	하단	M_{max}	34	I[17]	2325.800	2019.190	547.480	
		P_{max}	34	I[17]	2325.800	2019.190	547.480	

8.1.3 벽체 : 본선

구 분			부재	절점	계 수 하 중			사 용 하 중
					M_u(kN·m)	P_u(kN)	S_u(kN)	M(kN·m)
외측 벽체	상단	M_{max}	829	209	829.400	209.280	243.040	
		P_{max}	29	549	29.250	549.010	243.040	
	중앙	M_{max}	485	258	484.800	257.790	-	
		P_{max}	69	596	68.670	595.790	-	
	중앙 부모멘트	M_{max}	374	295	373.530	295.090	-	
		P_{max}	30	612	29.940	612.350	-	
	하단	M_{max}	992	348	992.230	348.350	318.060	
		P_{max}	208	661	208.390	661.040	318.060	
중앙부 벽체	상단	M_{max}	227	701	227.470	701.120	95.720	
		P_{max}	213	1091	213.120	1091.360	95.720	
	중앙	M_{max}	213	711	213.140	710.500	-	
		P_{max}	12	1121	12.440	1121.370	-	
	하단	M_{max}	241	1163	241.000	1162.700	107.110	
		P_{max}	241	1163	241.000	1162.700	107.110	

국회대로 지하차도

STA.0+659.000

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 부력 검토
4. 해석모델링
5. 지반 반력계수
6. 하중계산
7. 하중재하도
8. 하중조합
9. 단면력도
10. 전산해석결과
11. 단면력 정리
12. 단면설계
13. 우각부 검토
14. 배력철근 검토
15. 처짐검토
16. 지지력검토
17. 신축이음부 검토
18. 주철근조립도

1. 설계조건

1.1 구조형식 : 철근 콘크리트 BOX 구조물

1.2 지반조건

기 초 형 식	계 산 토 피	지 하 수 위	지 지 층	E_O(지반반력계수)	비 고
직접 기초	H = 8.000 m	GL -1.000m	풍화암	50MPa	지반조사보고서 참고

(실제토피 H = 7.987 m)

1.3 재료 중량

철근 콘크리트	25.00 kN/m^3	역청포장	23.00 kN/m^3
Mortar	21.50 kN/m^3	지 하 수	10.00 kN/m^3

1.4 사용재료의 강도

콘크리트	설계강도(fck)	27 MPa	
	탄성계수(Ec)	$E_c = 8{,}500 \times \sqrt[3]{(fck + 4)} =$ 26702 MPa	
철 근	설계강도(fy)	400 MPa	
	탄성계수(Es)	2.0E+05 MPa	

1.5 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 = 19.00 kN/m^3
- 수 중 = 10.00 kN/m^3

1.6 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m^2

1.7 토 사

지 층 분 류	단위중량(kN/m^3)		내부마찰각(Ø)	정지토압(K_0)	비 고
	지하수위 이상	지하수위 이하			
뒷채움흙	19.00	10.00	30.0	0.500	Ko=1-sin Ø

1.8 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력설계법 : 사용성검토 (처짐, 균열, 우각부보강 등)

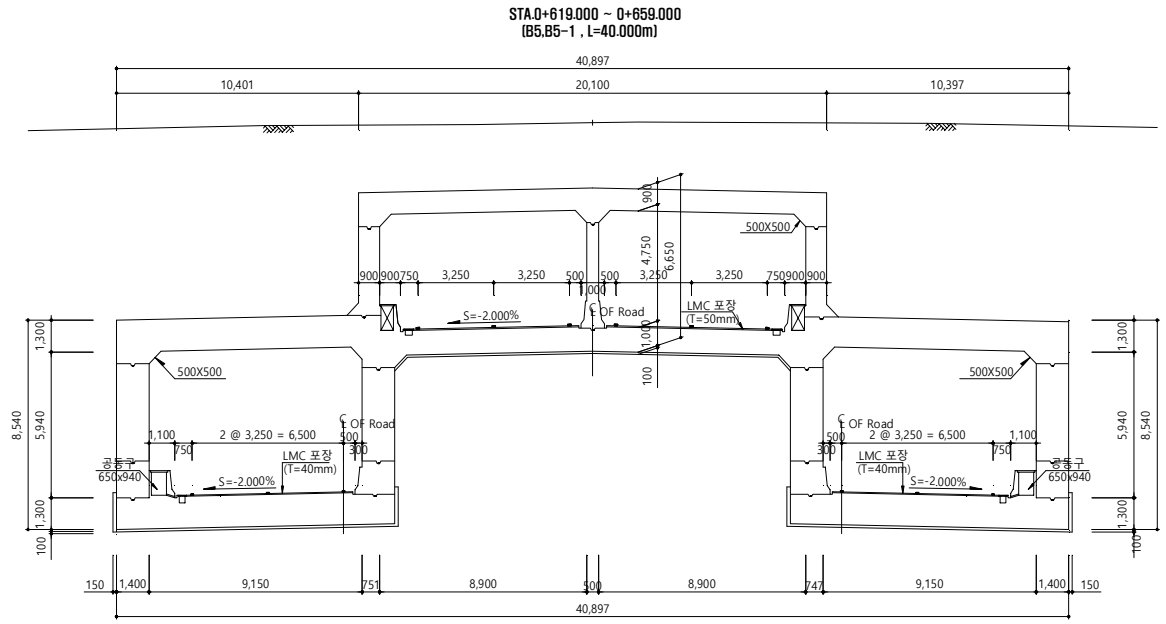
1.9 사용프로그램

- MIDAS Civil 2009

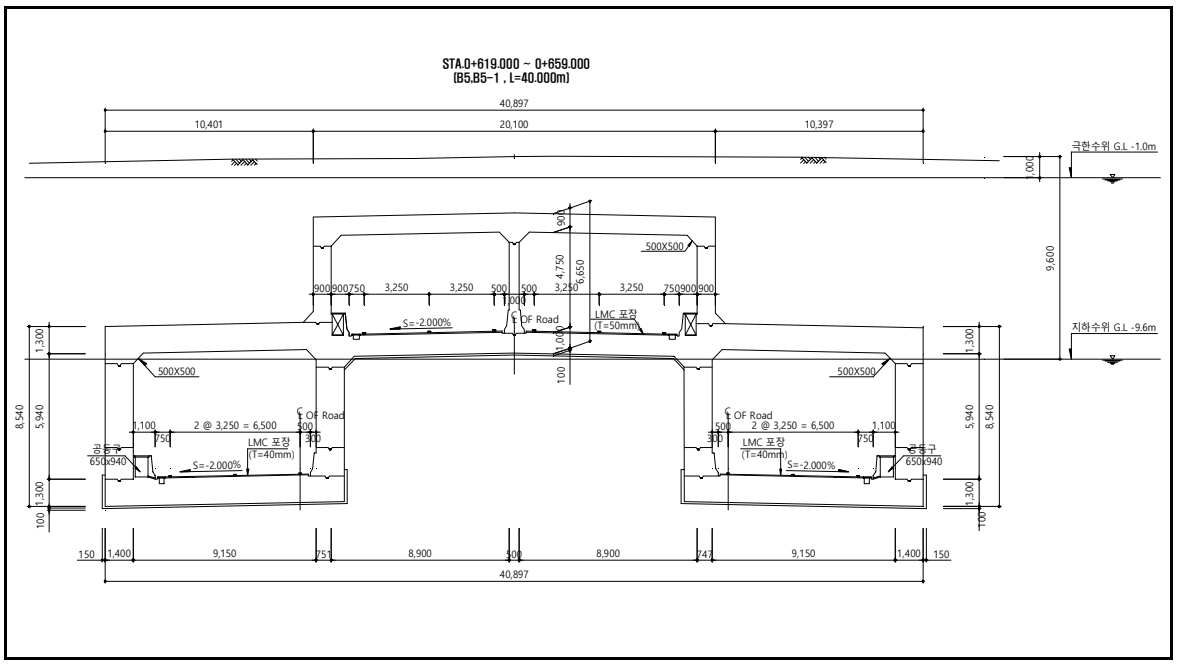
1.10 참고문헌

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)
- 도시철도 내진설계기준 : 국토교통부(2013)

2. 단면가정


STA.0+619.000 ~ 0+659.000
(B5,B5-1 , L=40.000m)
40,897
10,401
20,100
10,397
900
4,750
6,650
500X500
900 900 750 3,250 3,250 500 500 3,250 3,250 750 900 900
1,000
S=-2.000%
℄ OF Road
LMC 포장
(T=50mm)
1,000
100
1,300
5,940
8,540
500X500
500X500
℄ OF Road
℄ OF Road
1,100
2 @ 3,250 = 6,500
500
750
300
LMC 포장
(T=40mm)
S=-2.000%
500
300
2 @ 3,250 = 6,500
1,100
750
LMC 포장
(T=40mm)
S=-2.000%
점검구
650x940
점검구
650x940
150
1,400
9,150
751
8,900
500
8,900
747
9,150
1,400
150
40,897

3. 부력 검토



3.1 부력 검토 결과 : 램프

구 분	작용력(kN/m)	저항력(kN/m)	비 고
시 공 중	239.000	2,334.689	지하수위를 5.189m 이하로 유지
완공후 (지하수위 G.L -9.6m)	1,658.660	7,923.241	F.S = 4.777 > 1.200 ------ O.K
완공후 (극한수위 G.L-1.0m)	5,099.560	8,018.735	F.S = 1.572 > 1.050 ------ O.K

3.2 시공중 부력 검토(상부슬래브 폐합전 단면 검토)

3.2.1 굴착고 : 16.540 m

3.2.2 부력 작용폭 : 40.900 m

3.2.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × Hw × 23.900 m = 239.000 Hw kN/m

= 10.000 × Hw × 17.000 m = 170.000 Hw kN/m

= 409.000 Hw

여기서, U : 부력 (kN/m)

μ : 단위 부력 (kN/m^2)

r_w : 물의 단위 중량 (kN/m^3)

Hw : 지하수위로부터 구조물 바닥슬래브 하면까지의 높이 (m)

B : 부력이 작용하는 구조물의 폭 (m)

3.2.4 작용력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 2334.689 + 0.000 + 0.000 = 2334.689 kN/m

여기서, W_1 : 구체자중 (kN/m)

W_2 : 상재하중 (kN/m)

F : 주면마찰력 (kN/m) ⇒ 구조물 벽체와 주변뒷채움 흙과의 접촉불확실성을 고려하여 무시한다.

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 램프 하부슬래브

(1.300 × 23.900)× 25.000 = 776.750 kN/m

② 풍도슬래브

(0.000 × 20.520)× 25.000 = 0.000 kN/m

③ 벽 체

외측벽체

(1.400 × 5.940)× 4 EA × 25.000 = 831.600 kN/m

접합부 벽체-하단

(0.000 × 0.000)× 4 EA × 25.000 = 0.000 kN/m

접합부 벽체-중간

(0.000 × 0.000)× 4 EA × 25.000 = 0.000 kN/m

④ 방호벽

중앙부 방호벽

(0.050 + 0.130)× 1/2 × 0.750 × 25.00 × 2 EA = 3.375 kN/m

(0.130 + 0.250)× 1/2 × 0.175 × 25.00 × 2 EA = 1.663 kN/m

(0.250 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 25.00 × 2 EA = 0.781 kN/m

공동구 방호벽

(0.100 + 0.180)× 1/2 × 0.750 × 25.00 × 2 EA = 5.250 kN/m

(0.180 + 0.300)× 1/2 × 0.175 × 25.00 × 2 EA = 2.100 kN/m

(0.300 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 25.00 × 2 EA = 0.938 kN/m

소 계 = 1622.457 kN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 본선 하부슬래브

(1.000 × 17.000)× 25.000 = 425.000 kN/m

② 풍도슬래브

(0.220 × 0.000)× 25.000 = 0.000 kN/m

③ 벽 체

외측벽체

(0.900 × 4.750)× 2 EA × 25.000 = 213.750 kN/m

중간 벽체

(0.500 × 4.750)× 1 EA × 25.000 = 59.375 kN/m

접합부 벽체-중간

(0.000 × 0.000)× 2 EA × 25.000 = 0.000 kN/m

④ 방호벽

중앙부 방호벽

(0.050 + 0.130)× 1/2 × 0.750 × 25.00 × 2 EA = 3.375 kN/m

(0.130 + 0.250)× 1/2 × 0.175 × 25.00 × 2 EA = 1.663 kN/m

(0.250 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 25.00 × 2 EA = 0.781 kN/m

공동구 방호벽

(0.100 + 0.180)× 1/2 × 0.750 × 25.00 × 2 EA = 5.250 kN/m

(0.180 + 0.300)× 1/2 × 0.175 × 25.00 × 2 EA = 2.100 kN/m

(0.300 + 0.000)× 1/2 × 0.125 × 25.00 × 2 EA = 0.938 kN/m

소 계 = 712.232 kN/m

TOTAL = 2334.689 kN/m

(2) W_2 (상재하중) : 없음

(3) F (주면마찰력) : 없음

3.2.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{2334.689}{409.000\ Hw} \geq 1.1 \Rightarrow H \leq 5.189\ m$$

∴ 시공중 지하수위 Hw는 하부슬래브 저면으로부터 5.189m이하로 유지.

3.3 완공후 부력 검토 (지하 수위 : G.L-9.6m)

3.3.1 굴착고 : 16.540 m

3.3.2 부력 작용폭 : 40.900 m

3.3.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 6.940 × 23.900 = 1658.660 KN/m

10.000 × 0.000 × 17.000 = 0.000 KN/m

= 1658.660 KN/m

3.3.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 3494.189 + 4207.758 + 221.294 = 7923.241 KN/m

(1) W_1 (램프 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 1622.457 KN/m

② 램프 상부 슬래브

(1.300 × 20.800)× 25.000 = 676.000 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 6 EA × 25.000 = 18.750 kN/m

소 계 = 2317.207 KN/m

(2) W2 (본선 구체자중)

① 시공중부력검토 구체자중 = 712.232 KN/m

② 본선 상부 슬래브

(0.900 × 20.100)× 25.000 = 452.250 kN/m

③ 헌치

(0.500 × 0.500)× 1/2 × 4 EA × 25.000 = 12.500 kN/m

④ 풍도 브라켓

(0.300 + 0.600)× 1/2 × 0.500 × 25.00 × 0 EA = 0.000 kN/m

소 계 = 1176.982 kN/m

TOTAL = 3494.189 kN/m

(3) W3 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 20.800)× 23.000 = 215.280 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (7.550 × 20.800)× 19.000 = 2983.760 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.800)× 20.000 = 0.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (2.500 × 20.100)× 19.000 = 954.750 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (0.000 × 20.100)× 20.000 = 0.000 kN/m

④ 수목하중 = 10.000 kN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 40.900)× 21.500 = 43.968 kN/m

TOTAL = 4207.758 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로 적용

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 8.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 0.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 0.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 8.000 ² + 10.0 × 0.000 ²

+ 2 × 19.0 × 8.000 × 0.000)× tan 20° = 221.294 kN/m

3.3.5 안정검토

$F_s = \frac{R}{U} = \frac{7923.241}{1658.660} = 4.777 \geq 1.050$ ∴ O.K

3.4 완공후 부력 검토 (극한수위 : G.L - 1.000 m)

3.4.1 굴착고 : 16.540 m

3.4.2 부력 작용폭 : 40.900 m

3.4.3 부력

$U = \mu \times B = r_w \times Hw \times B$ = 10.000 × 15.540 × 23.900 = 3714.060 KN/m

10.000 × 8.150 × 17.000 = 1385.500 KN/m

= 5099.560 KN/m

3.4.4 저항력

$R = W_1 + W_2 + F$ = 3494.189 + 4383.508 + 141.038 = 8018.735 KN/m

(1) W_1 (구체자중)

① 실수위시부력검토 구체자중 = 3494.189 KN/m

TOTAL = 3494.189 kN/m

(2) W_2 (상재하중)

① 아스팔트(램프)

(0.450 × 20.800)× 23.000 = 215.280 kN/m

② 상재토(램프)

지하수위 이상

되메움토 : (0.550 × 20.800)× 19.000 = 217.360 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (7.000 × 20.800)× 20.000 = 2912.000 kN/m

③ 상재토(본선)

지하수위 이상

되메움토 : (1.000 × 20.100)× 19.000 = 381.900 kN/m

지하수위 이하

되메움토 : (1.500 × 20.100)× 20.000 = 603.000 kN/m

④ 수목하중 = 10.000 kN/m

⑤ 방수몰탈

(0.050 × 40.900)× 21.500 = 43.968 kN/m

TOTAL = 4383.508 kN/m

(3) F (주면마찰력)

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma_{sub} \times H^2 \times \tan\Phi$

; 되메움토 점착력(C) = 0.0 kN/m²

되메움토 내부마찰각(Φ) = 30.0 ° δ=2/3Φ = 20.0 °

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 δ=2/3×ϕ로

되메움토 단위중량(γ_t) = 19.0 kN/m³

(γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin$ = 0.500

점착력 작용 구간(D) = 0.000 m

지하수위 이상 구간(H_1) = 1.000 m

지하수위 이하 구간(H_2) = 7.000 m

$P_o = 2 \times C \times D + K_o \times \gamma \times H^2 \times \tan\Phi$

= 2 × 30.0 × 0.000 + 0.500 ×(19.0 × 1.000 ² + 10.0 × 7.000 ²

+ 2 × 19.0 × 1.000 × 7.000)× tan 20° = 141.038 kN/m

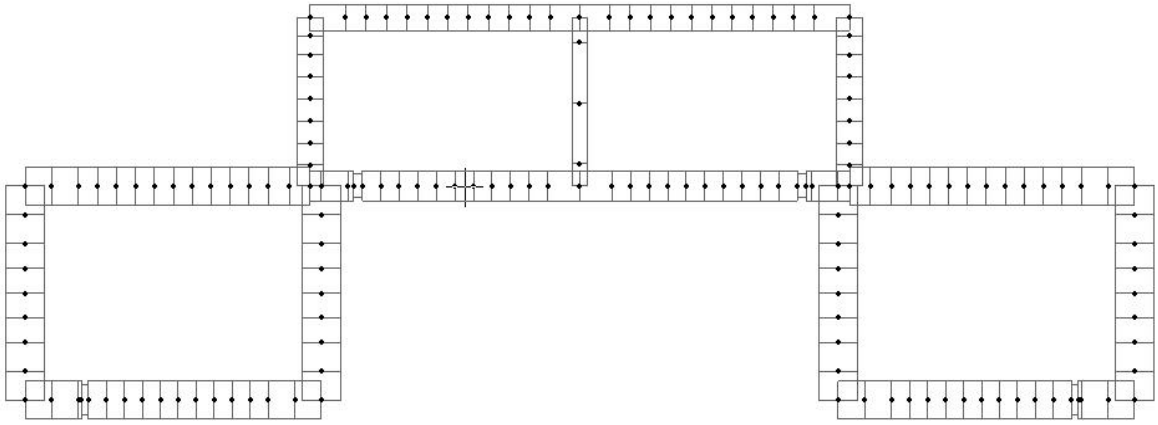
3.4.5 안정검토

$$F_s = \frac{R}{U} = \frac{8018.735}{5099.560} = 1.572 \geq 1.050 \quad \therefore \text{O.K}$$

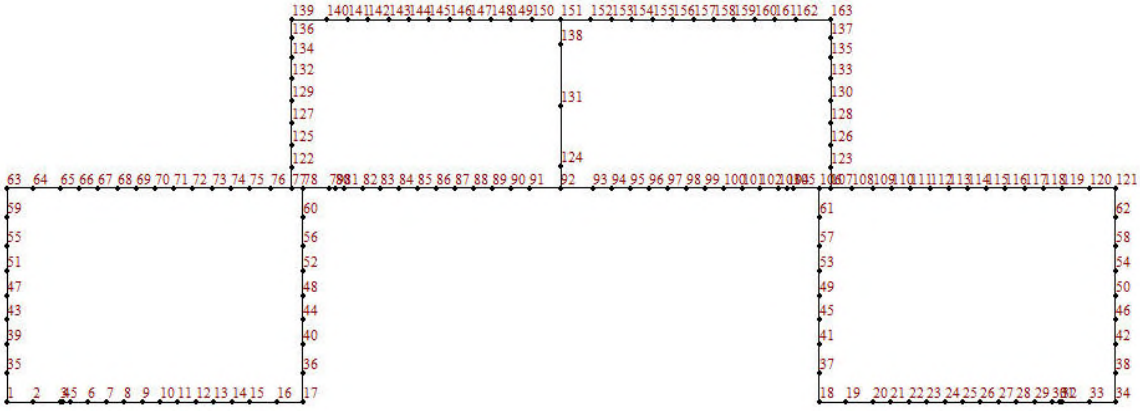
4. 해석모델링

4.1 Modeling

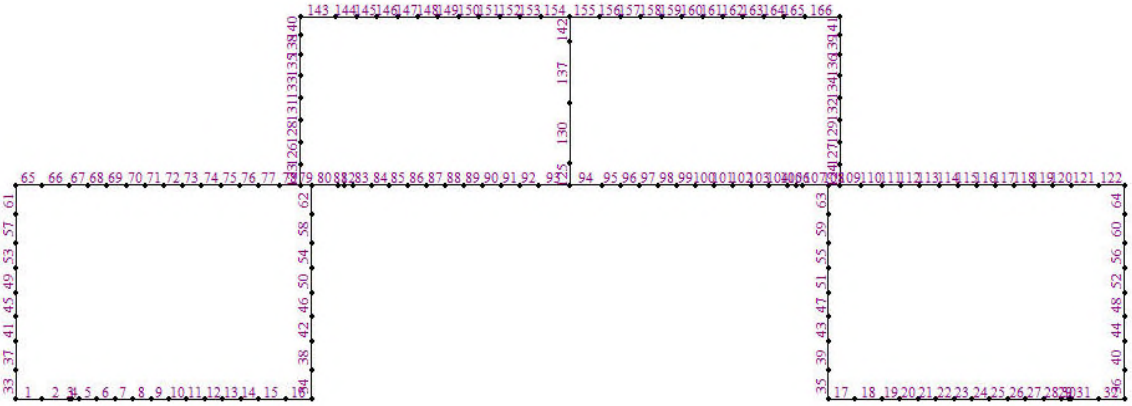
모델링



절점번호



부재번호



4.2 단면제원

구 분		부재폭 (m)	부재두께(m)	단면적 (m2)	단면2차 모멘트(m4)	비 고
슬래브	1	1.000	1.300	1.300	0.1830833	램프 상부슬래브
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 상부슬래브
	3	1.000	1.300	1.300	0.1830833	램프 하부슬래브
	4	1.000	1.000	1.000	0.0833333	본선 하부슬래브
벽체	1	1.000	1.400	1.400	0.2286667	램프 벽체
	2	1.000	0.900	0.900	0.0607500	본선 외측벽체
	3	1.000	0.500	0.500	0.0104167	본선 중앙벽체

4.3 강역산정

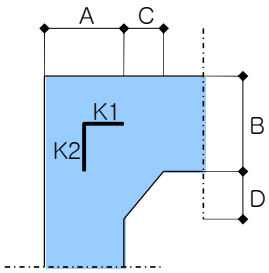
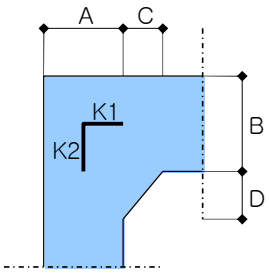
1) 강역설정기준(콘크리트구조기준, 2012)

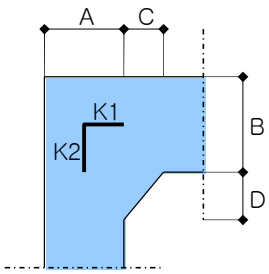
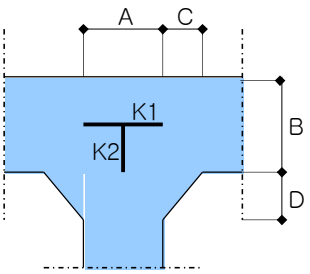
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

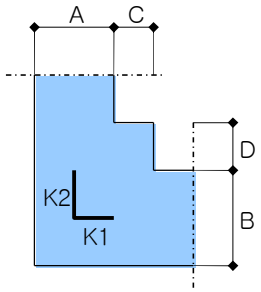
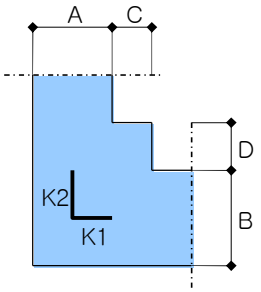
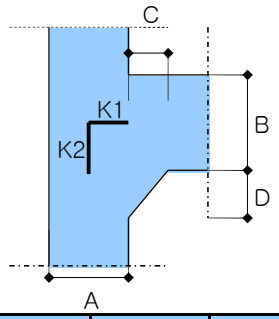
CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

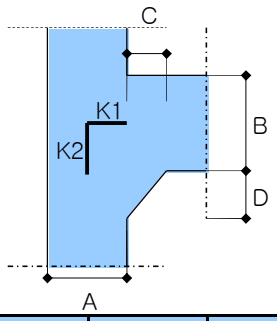
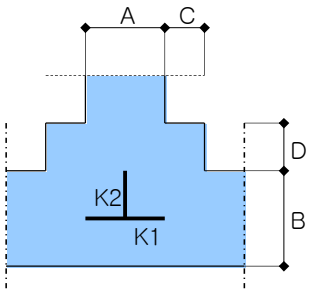
CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

2) 강역설정

구분	(단부)			(접합부)		
상부슬래브 램프						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	1.400	m	A	1.400	m
	B	1.300	m	B	1.300	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.550	m	K1	0.550	m
	K2	0.450	m	K2	0.450	m

구분	(단부)			(중앙부)		
상부슬래브 본선						
	구분	치수	단위	구분	치수	단위
	A	0.900	m	A	0.500	m
	B	0.900	m	B	0.900	m
	C	0.500	m	C	0.500	m
	D	0.500	m	D	0.500	m
	Θ1	45.000	°	Θ1	45.000	°
	Θ2	45.000	°	Θ2	45.000	°
	K1	0.500	m	K1	0.300	m
	K2	0.500	m	K2	0.700	m

구분	(외측 단부)			(내측 단부)			(접합부)		
하부슬래브 램프									
구분	치수	단위	구분	치수	단위	구분	치수	단위
A	1.400	m	A	1.400	m	A	1.400	m
B	1.300	m	B	1.300	m	B	1.300	m
C		m	C		m	C	0.500	m
D		m	D		m	D	0.500	m
Θ1		°	Θ1		°	Θ1	45.000	°
Θ2		°	Θ2		°	Θ2	45.000	°
K1	0.375	m	K1	0.375	m	K1	0.550	m
K2	0.300	m	K2	0.300	m	K2	0.450	m

구분	(단부)			(중앙부)		
하부슬래브 본선						
구분	치수	단위	구분	치수	단위	
A	1.400	m	A	0.500	m	
B	1.000	m	B	1.000	m	
C	0.500	m	C		m	
D	0.500	m	D		m	
Θ1	45.000	°	Θ1		°	
Θ2	45.000	°	Θ2		°	
K1	0.700	m	K1		m	
K2	0.300	m	K2	0.375	m	

5. 지반 반력계수

5.1 연직 지반반력 계수 : 램프

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = (1 / 0.3)·α·E_0

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 300000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 300000 = 4000000 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(23.90 × 23.90) = 23.90 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 4000000 x (23.90 / 0.3) $^{-3/4}$ = 150,004 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.7000 + 0.9500) / 2 × 150,004	=	123,753	1 34
2	(0.9500 + 0.9500) / 2 × 150,004	=	142,504	2 16 19 33
3	(0.9500 + 0.1000) / 2 × 150,004	=	78,752	3 32
4	(0.1000 + 0.2500) / 2 × 150,004	=	26,251	4 31
5	(0.2500 + 0.6400) / 2 × 150,004	=	66,752	5 30
6	(0.6400 + 0.6400) / 2 × 150,004	=	96,002	6 to 14 21 to 29
7	(0.6400 + 0.9500) / 2 × 150,004	=	119,253	15 20
8	(0.9500 + 0.7000) / 2 × 150,004	=	123,753	17 18

5.2 연직 지반반력 계수 : 본선

$Kv = Kv_0 (Bv / 0.3)^{(-3/4)}$

여기서, Kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/㎥)

Kv_0 : 토질시험결과에 의해 구한 지반반력계수 = $(1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

α , E_0 : 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수 및 지반변형계수 (kN/㎡)로서,

아래의 E_0 와 α의 관계참조

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/㎡)	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정한 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 E_0=2800N 으로 추정한 변형계수	1	2

- Bv : 하중 작용 방향에 직교하는 기초의 환산재하폭 (m) = √(Av)
- Av : 연직방향의 재하면적(㎡)
- E_0 = 28000 kN/㎡

Kv_0 = 1/0.3 x α x E_0 = 1/0.3 x 4 x 28000 = 373333 kN/㎥

Bv = √(Av) = √(17.00 × 17.00) = 17.00 m

Kv = Kv_0 x (Bv / 0.3) $^{-3/4}$

= 373333 x (17.00 / 0.3) $^{-3/4}$ = 18,076 kN/㎥

구 분	지 반 반 력 계 수 (kN/㎡)			절 점
1	(0.9500 + 0.2000) / 2 × 18,076	=	10,394	79 105
2	(0.2000 + 0.3000) / 2 × 18,076	=	4,519	80 104
3	(0.3000 + 0.6600) / 2 × 18,076	=	8,676	81 103
4	(0.6600 + 0.6600) / 2 × 18,076	=	11,930	82 to 90 94 to 102
5	(0.6600 + 1.1500) / 2 × 18,076	=	16,359	91 93
6	(1.1500 + 1.1500) / 2 × 18,076	=	20,787	92

5.3 수평 지반반력 계수 : 절점에 수평방향 무한강성 적용

6. 하중계산

6.1 구체자중 ····· LC01

· PROGRAM 내에서 자동계산

6.2 활하중 ····· LC02~07

(1) 노면 활하중

도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB24 기준)

$D/B_0 \geqq 0.5$		
토피고(D, m)	노면활하중(Pvl, kN/m²)	비 고
1.0	39.000	* 토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용.
1.5	25.000	
2.0	18.000	
2.5	14.000	
3.0	11.000	
3.5이상	10.000	

D/B0 < 0.5		
D/B0	Pvl × D, kN/m2	비 고
0.1	17.000	* D/B0의 중간 값은, Pvl × D의 상위값을 적용 *D/B0 중노면활하중(Pvl)은 표의 값을 D로 나누어 구한다.
0.2	27.000	
0.3	33.000	
0.4이상	36.000	

D/B_0 = 8.000 / 10.400 = 0.769

노면활하중 Pvl = 10.000 kN/㎡

노면활하중에 의한 측압 (hl) = 10.000 × 0.500 = 5 kN/㎡

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (W_{L1}) ∴ W_{L1} = **10.000** kN/m^2

② 측벽에 작용하는 하중 (W_{L2})

W_{L2} = 10.000 × 0.500 ∴ W_{L2} = **5.000** kN/m^2

6.3 토압 (연직하중 - 지하수가 없을 경우) ····· LC8

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000 kN/m^2
· 수목하중	:				=	10.000 kN/m^2
· 토 사	:	2.450	×	19.00	=	46.550 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
			∴ Total W_{D4} =			**57.625** kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350 kN/m^2
· 토 사	:	7.500	×	19.00	=	142.500 kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075 kN/m^2
			∴ Total W_{D4} =			**153.925** kN/m^2

6.4 토압 (연직하중 - 지하수가 있는 경우 : GL -1.000 m) ····· LC9

① 상부슬래브 : 본선

· ASPHALT 포장하중	:	0.000	×	23.00	=	0.000	kN/m^2
· 수목하중	:				=	10.000	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	1.000	×	19.00	=	19.000	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	1.450	×	10.00	=	14.500	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
			∴ Total W_{D5} =			**44.575**	kN/m^2

② 상부슬래브 : 도로부

· ASPHALT 포장하중	:	0.450	×	23.00	=	10.350	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이상)	:	0.550	×	19.00	=	10.450	kN/m^2
· 흙 (지하수위 이하)	:	6.950	×	10.00	=	69.500	kN/m^2
· 방수 Mortar	:	0.050	×	21.50	=	1.075	kN/m^2
			∴ Total W_{D5} =			**91.375**	kN/m^2

6.5 토압 (수평하중 - 지하수가 없을경우) ····· LC10

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [0.00 × 19.00 + (2.50 + 0.90 / 2) × 19.0]
= **28.025** kN/m^2

· W_{h2} = 28.025 + 0.500 × [5.700 x 19.0] = **82.175** kN/m^2

· W_{h3} = 82.175 + 0.500 × [7.240 x 19.0] = **150.955** kN/m^2

6.6토압 (수평하중 - 지하수가 있을경우) ····· LC11

토압 (수평토압)

· W_{h1} = 0.500 × [1.00 × 19.00 + (1.50 + 0.90 / 2) × 10.0]
= **19.250** kN/m^2

· W_{h2} = 19.250 + 0.500 × [5.700 x 10.0] = **47.750** kN/m^2

· W_{h3} = 47.750 + 0.500 × [7.240 x 10.0] = **83.950** kN/m^2

6.7 지하수압 (연직하중) ····· LC12

① 상부슬래브 : 본선

· W_{w1} = (1.50 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **15.000** kN/m^2

② 상부슬래브 : 램프(도로부)

· W_{w2} = (7.00 + 0.00 - 0.00) × 10.0 = **70.000** kN/m^2

② 본선(화단부), 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{w2}) : 양수압

· W_{w3} = (2.50 + 6.650 - 1.00) × 10.0 = **81.500** kN/m^2

④ 램프(도로부), 하부슬래브에 작용하는 하중 (W_{w2}) : 양수압

· W_{w4} = (8.00 + 8.540 - 1.00) × 10.0 = **155.400** kN/m^2

6.8 지하수압 (수평하중) ····· LC13

① 측벽에 작용하는 하중 (W_{W3}, W_{W4})

- W_{w1} = (2.50 − 1.00 + 0.90 / 2) × 10.0 = **19.500** kN/m²
- W_{w2} = 19.500 + (5.700) x 10.0 = **76.500** kN/m²
- W_{w3} = 76.500 + (7.240) x 10.0 = **148.900** kN/m²

6.9 건조수축 : − 15℃ (상부슬래브만 재하) ····· LC14

건조수축률 ε = 0.00015

온도선팽창계수 α = 0.00001

6.10 부등침하 : ····· LC15

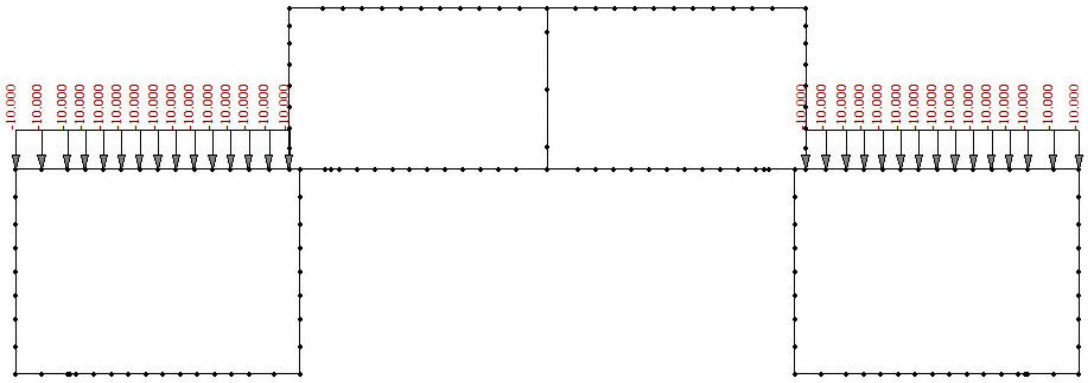
부등 침하량 차이 δ = 3.47mm 지반조사보고서 참조

7. 하중재하도

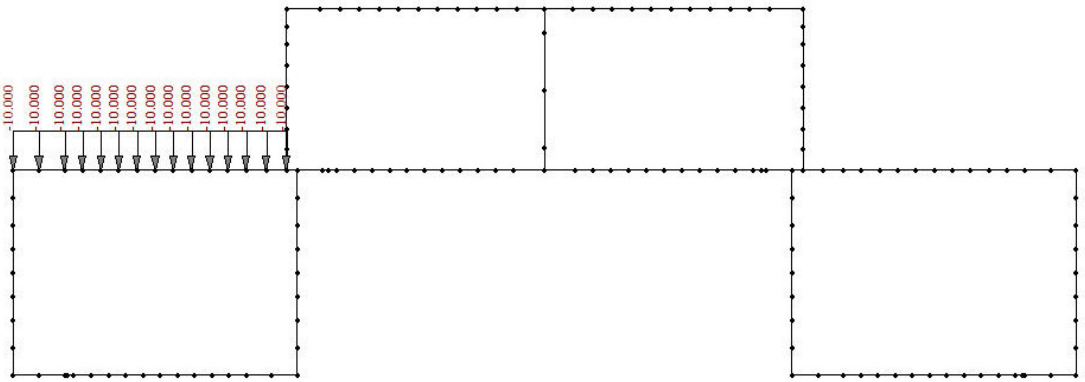
LC1. 고정하중(자중)

프로그램내에서 자동 계산

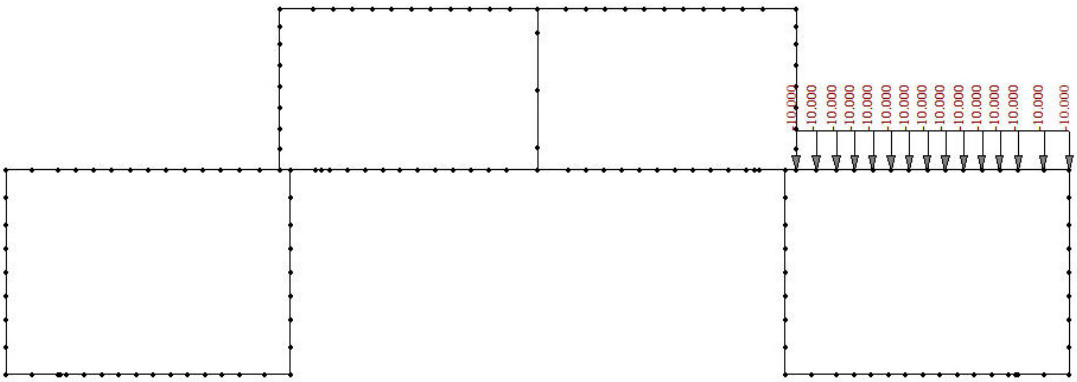
LC2. 활하중(연직하중 만재하시)



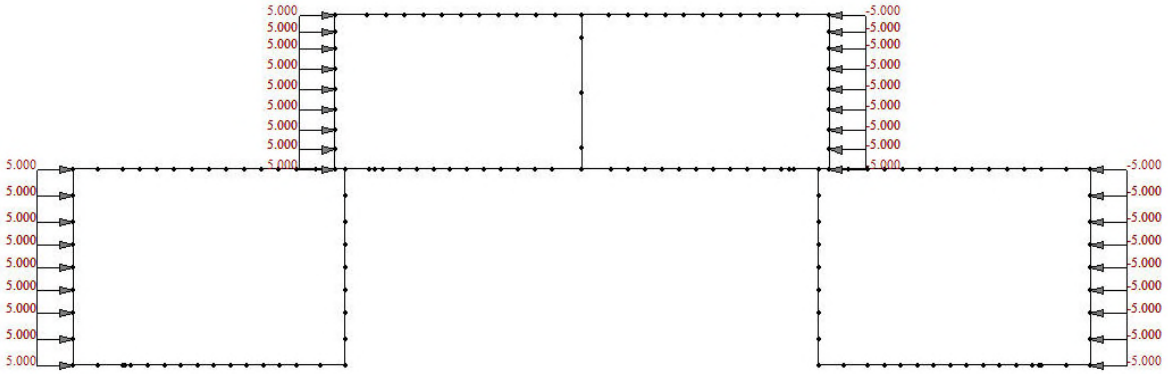
LC3. 활하중(연직하중 좌측편재하시)



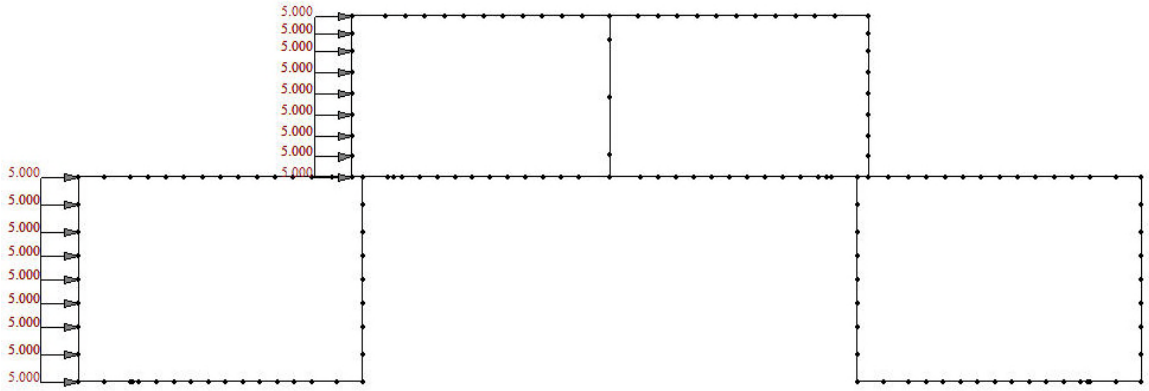
LC4. 활하중(연직하중 우측편재하시)



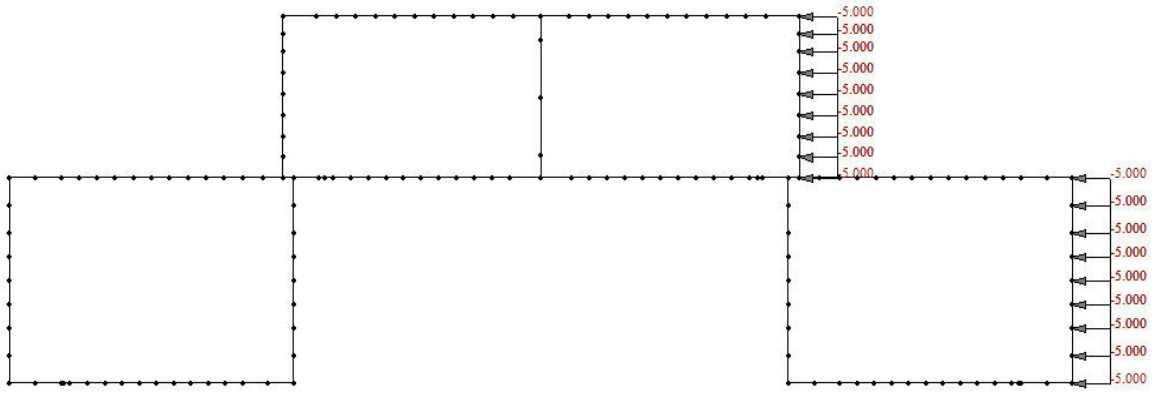
LC5. 활하중(수평하중 만재하시)



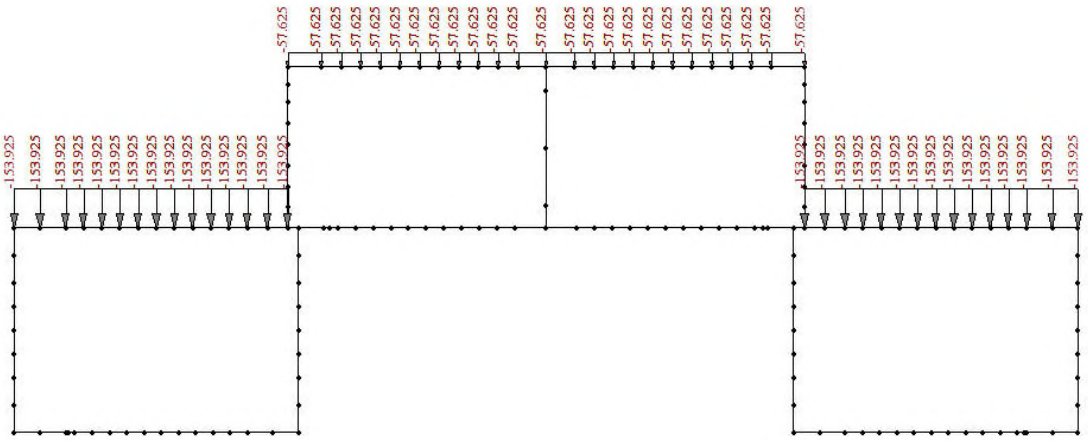
LC6. 활하중(수평하중 좌측편재하시)



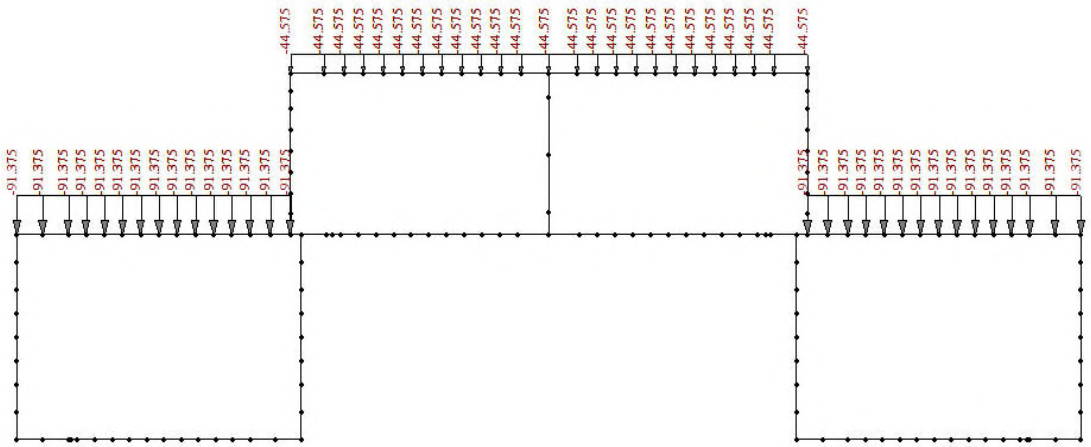
LC7. 활하중(수평하중 우측편재하시)



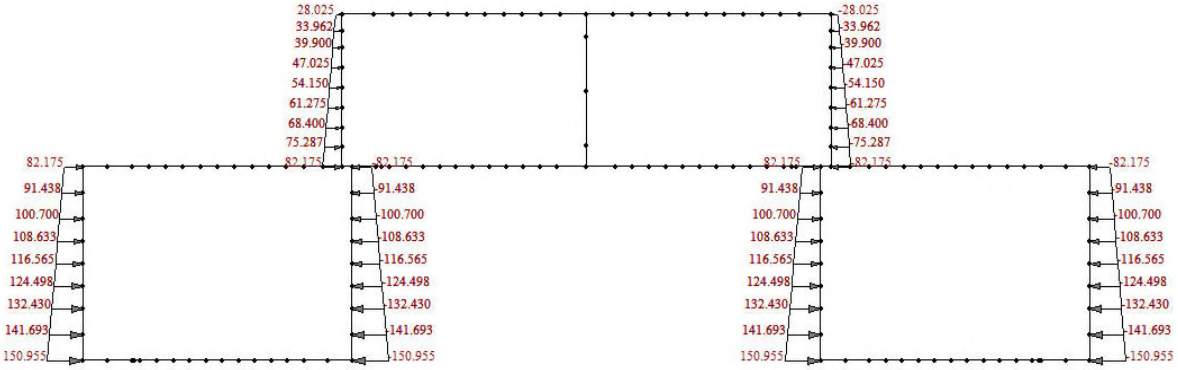
LC8. 토압(연직하중 지하수無)



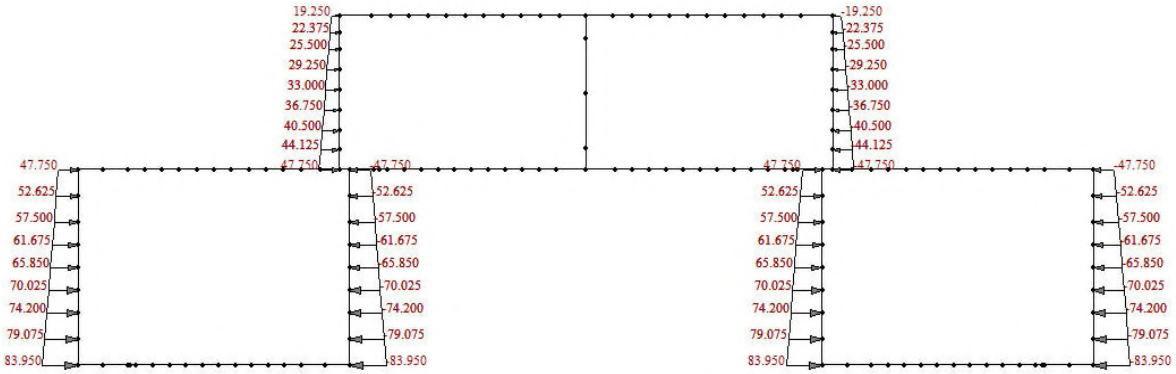
LC9. 토압(연직하중 지하수有)



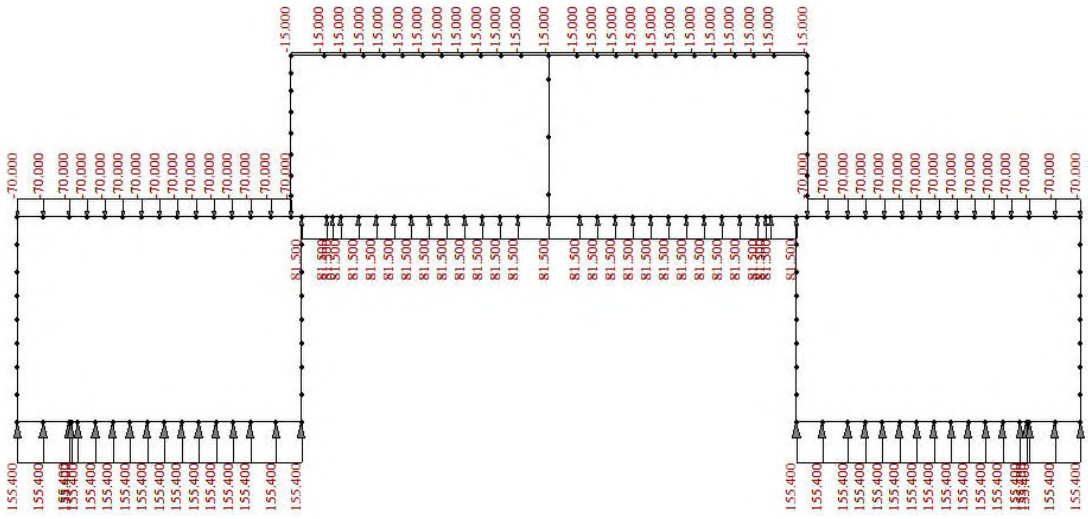
LC10. 토압(수평하중 지하수無)



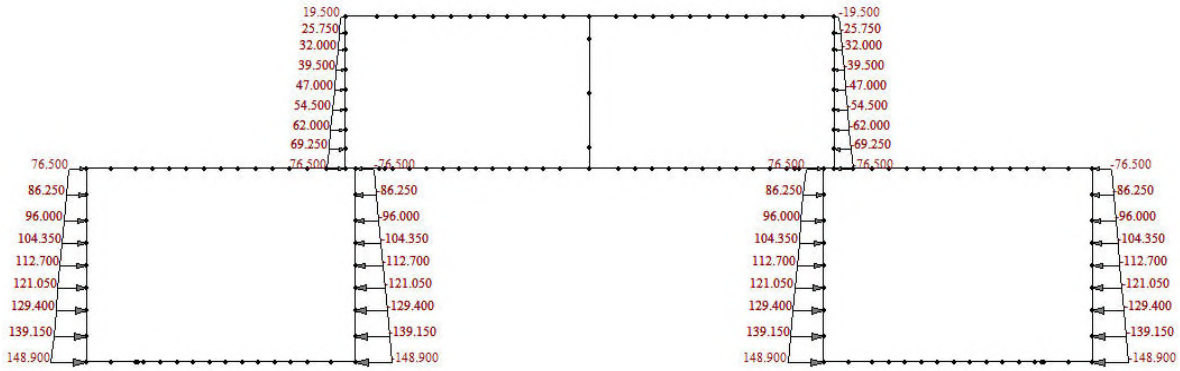
LC11. 토압(수평하중 지하수有)



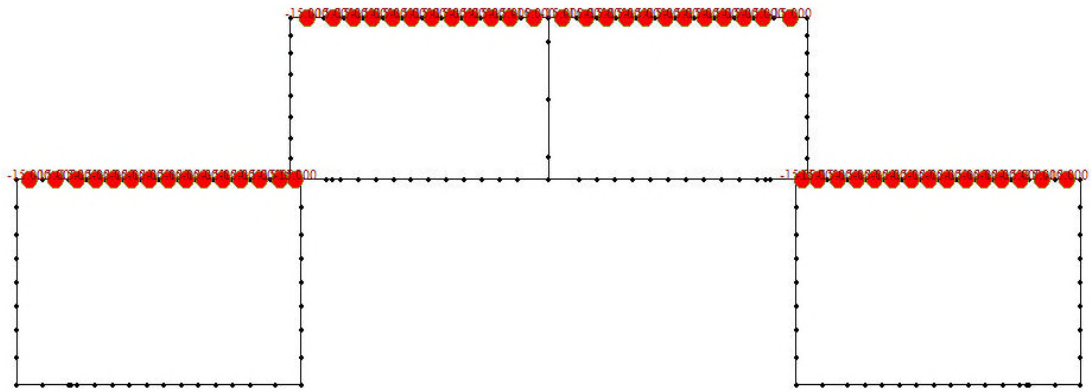
LC12. 수압(연직하중)



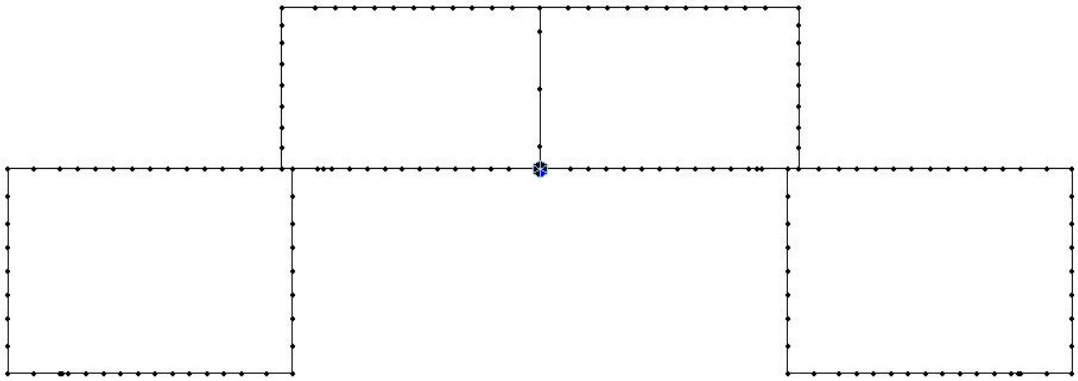
LC13. 수압(수평하중)



LC14. 건조수축하중



LC15. 부등침하



8. 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, α_H = 1.05 − 0.025h ≥ 0.875

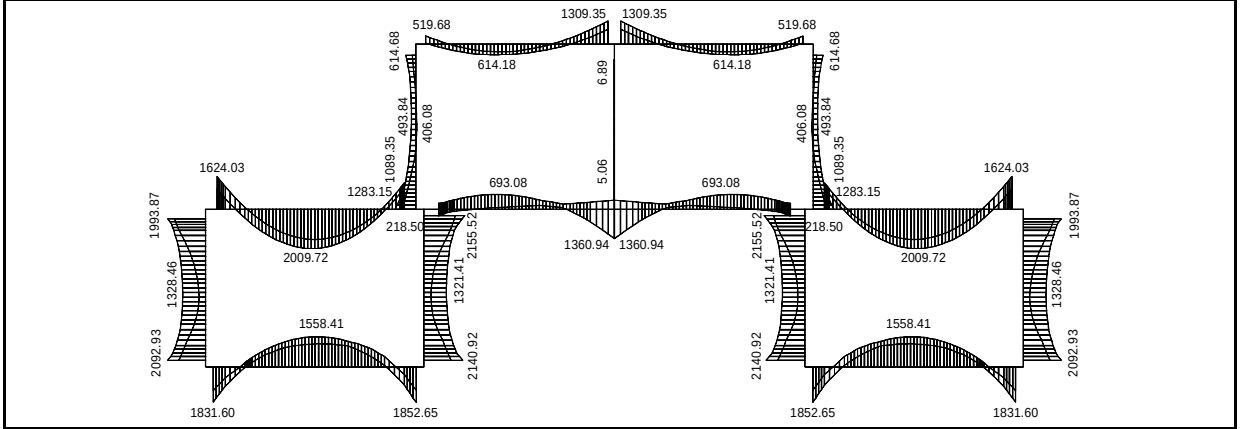
적용토피 = 3.000 m α_H = 1.05 − 0.025 × 3.00

= 0.975 ≥ 0.875 ∴ α_H = 0.975

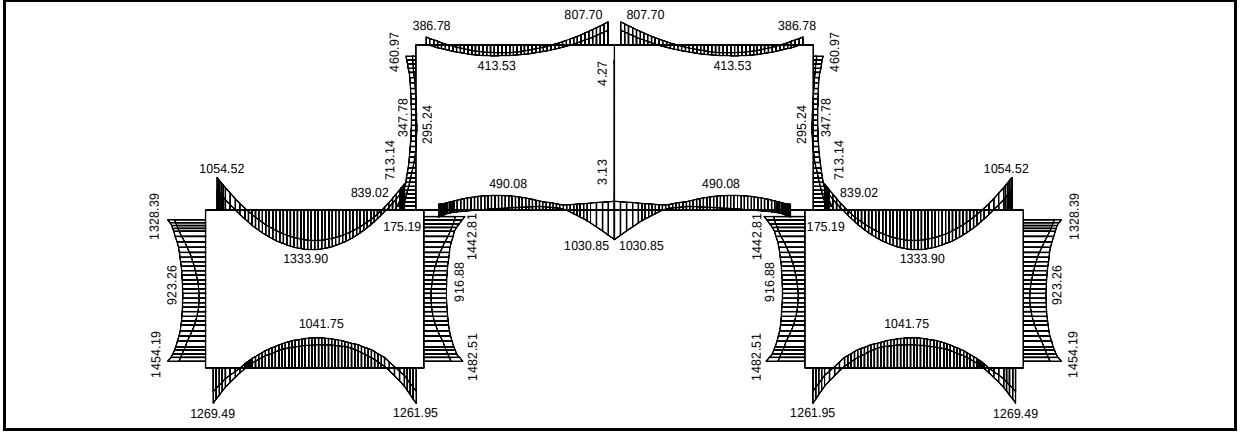
하중조합		고정하중	활하중						토압				수압		건조수축	부등침하	비고
		자중	연직하중			수평하중			연직하중		수평하중		연직수압	수평수압			
			만재하	편재하		만재하	편재하		지하수無	지하수有	지하수無	지하수有					
				좌측	우측		좌측	우측									
		LC01	LC02	LC03	LC04	LC05	LC06	LC07	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC15	
극한하중조합	UCOMB01	1.20	1.60			1.60			1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB02	1.20		1.60			1.60		1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB03	1.20			1.60			1.60	1.56		1.60				1.20	1.20	
	UCOMB04	1.20	1.60			1.60				1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB05	1.20		1.60			1.60			1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB06	1.20			1.60			1.60		1.56		1.60	1.56	1.60	1.20	1.20	
	UCOMB07	1.20	1.60			0.80			1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB08	1.20		1.60			0.80		1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB09	1.20			1.60			0.80	1.56		0.80				1.20	1.20	
	UCOMB10	1.20	1.60			0.80				1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB11	1.20		1.60			0.80			1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB12	1.20			1.60			0.80		1.56		0.80	1.56	0.80	1.20	1.20	
	UCOMB13	0.90							1.60		1.60						
	UCOMB14	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60			
	UCOMB15	0.90							1.60		1.60						
	UCOMB16	0.90								1.60		1.60	1.60	1.60			
사용하중조합	WCOMB01	1.00	1.00			1.00			1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB02	1.00		1.00			1.00		1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB03	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00				1.00	1.00	
	WCOMB04	1.00	1.00			1.00				1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB05	1.00		1.00			1.00			1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB06	1.00			1.00			1.00		1.00		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	WCOMB07	1.00	1.00			0.50			1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB08	1.00		1.00			0.50		1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB09	1.00			1.00			0.50	1.00		0.50				1.00	1.00	
	WCOMB10	1.00	1.00			0.50				1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB11	1.00		1.00			0.50			1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB12	1.00			1.00			0.50		1.00		0.50	1.00	0.50	1.00	1.00	
	WCOMB13	1.00							1.00		1.00						
	WCOMB14	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			
	WCOMB15	1.00							1.00		1.00						
	WCOMB16	1.00								1.00		1.00	1.00	1.00			

9. 단면력도

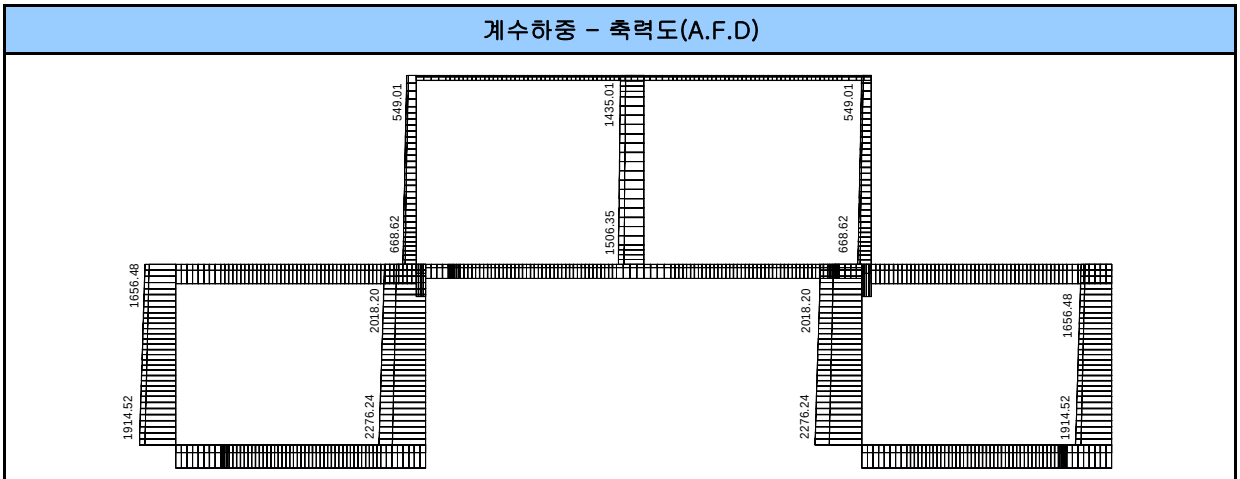
계수하중 – 모멘트도(B.M.D)



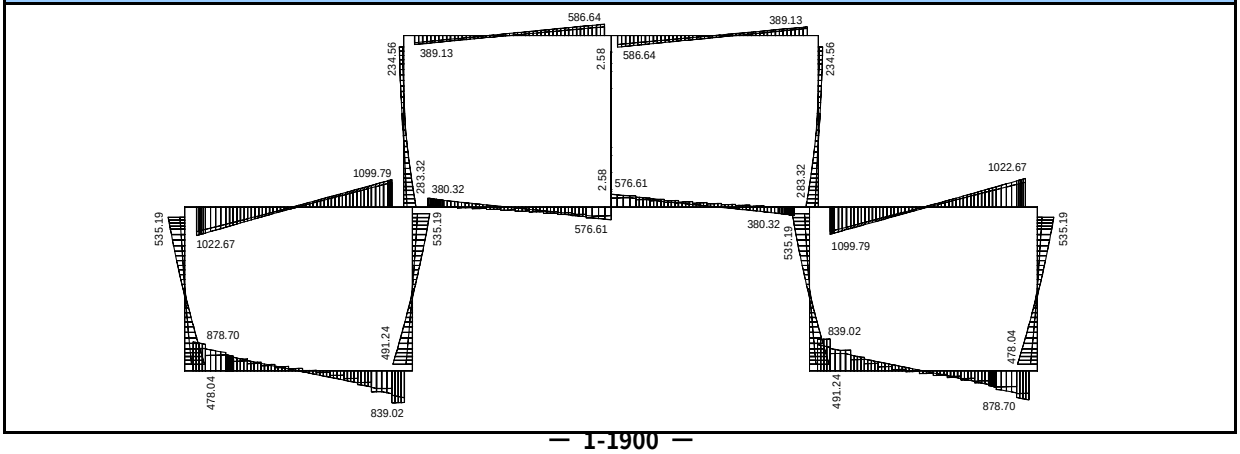
사용하중 – 모멘트도(B.M.D)



계수하중 – 축력도(A.F.D)



계수하중 – 전단력(S.F.D)



10. 전산 해석 결과

10.1 부재력 집계표(부재력도 및 전산 OUTPUT DATA 참조)

※ 상부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(ko.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
상 부 슬래브	램프벽체부	1624.030		1022.670	1054.520	2013.680		970.890	2013.680	-	1022.670	1054.520	지진시	상시
	램프중앙부	2009.720		0.000	1333.900	1609.410		0.000	2009.720	-	0.000	1333.900	상시	상시
	램프접합부	1283.150		1099.790	839.020	1626.880		1002.840	1626.880	-	1099.790	839.020	지진시	상시
	본선접합부	519.680		389.130	386.780	737.050		401.080	737.050	-	401.080	386.780	지진시	지진시
	본선중앙부	614.180		0.000	413.530	525.620		0.000	614.180	-	0.000	413.530	상시	상시
	중앙벽체부	1309.350		586.640	807.700	1073.980		473.970	1309.350	-	586.640	807.700	상시	상시

※ 하부슬래브

구 분	위 치	상시				지진시			적용하중					
		계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
		모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
		Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
하 부 슬래브	램프벽체부	1831.600	-	878.700	1269.490	1868.840	-	802.680	1868.840	-	878.700	1269.490	지진시	상시
	램프중앙부	1558.410	-	0.000	1041.750	1395.550	-	0.000	1558.410	-	0.000	1041.750	상시	상시
	램프접합부	1852.650	-	839.020	1261.950	1998.280	-	798.970	1998.280	-	839.020	1261.950	지진시	상시
	본선접합부	218.500	-	380.320	175.190	555.480	-	387.060	555.480	-	387.060	175.190	지진시	지진시
	본선중앙부	693.080	-	0.000	490.080	694.200	-	0.000	694.200	-	0.000	490.080	지진시	상시
	중앙벽체부	1360.940	-	576.610	1030.850	1218.180	-	497.270	1360.940	-	576.610	1030.850	상시	상시
	램프측구	514.180	-	829.140	321.250	973.690	-	757.790	973.690	-	829.140	321.250	지진시	상시
	본선측구	381.360	-	350.500	321.400	630.220	-	360.190	630.220	-	360.190	321.400	지진시	지진시

※ 벽체 : 램 프

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	MAX(기능수행수준, 붕괴방지수준)			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	1993.870	1506.470	535.190	1328.390	2419.590	729.640	533.210	2419.590	729.640	535.190	1328.390	지진시	상시
		Pmax	1570.680	1656.480	535.190	1328.390	362.850	1441.030	533.210	1570.680	1656.480	535.190	1328.390	상시	상시
	중앙부(-)	Mmax	1328.460	1706.970	0.000	923.260	1315.170	973.770	0.000	1328.460	1706.970	0.000	923.260	상시	상시
		Pmax	553.170	1799.810	0.000	923.260	95.210	1519.030	0.000	553.170	1799.810	0.000	923.260	상시	상시
	하단부	Mmax	2092.930	1914.020	478.040	1454.190	2146.280	1058.240	529.480	2146.280	1058.240	529.480	1454.190	지진시	지진시
		Pmax	2092.730	1914.520	478.040	1454.190	2117.610	1648.170	529.480	2092.730	1914.520	529.480	1454.190	상시	지진시
내측 벽체	상단부	Mmax	2155.520	1557.340	535.190	1442.810	2547.350	1617.420	547.990	2547.350	1617.420	547.990	1442.810	지진시	지진시
		Pmax	1540.900	2018.200	535.190	1442.810	2122.780	1652.370	547.990	1540.900	2018.200	547.990	1442.810	상시	지진시
	중앙부(-)	Mmax	1321.410	2161.530	0.000	916.880	1393.740	1846.030	0.000	1393.740	1846.030	0.000	916.880	지진시	상시
		Pmax	1321.410	2161.530	0.000	916.880	1393.740	1846.030	0.000	1321.410	2161.530	0.000	916.880	상시	상시
	하단부	Mmax	2140.920	2031.010	491.240	1482.510	2325.800	2032.570	547.480	2325.800	2032.570	547.480	1482.510	지진시	지진시
		Pmax	1884.170	2276.240	491.240	1482.510	2325.800	2032.570	547.480	1884.170	2276.240	547.480	1482.510	상시	지진시

※ 벽체 : 본 선

구 분	위 치		상시				지진시			적용하중					
			계수하중			사용하중	붕괴방지수준			계수하중			사용하중	모멘트	전단
			모멘트	축력	전단력	모멘트	모멘트	축력	전단력	모멘트	축력	전단력	모멘트		
			Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Mu(kN.m)	Pu(kN)	Su(kN)	Ms(kN.m)		
외측 벽체	상단부	Mmax	614.680	533.100	234.560	460.970	829.400	214.140	243.040	829.400	214.140	243.040	460.970	지진시	지진시
		Pmax	578.160	545.510	234.560	460.970	34.280	549.010	243.040	34.280	549.010	243.040	460.970	지진시	지진시
	중앙부(+)	Mmax	406.080	560.830	0.000	295.240	484.800	273.310	0.000	484.800	273.310	0.000	295.240	지진시	상시
		Pmax	238.480	590.510	0.000	295.240	85.950	595.790	0.000	85.950	595.790	0.000	295.240	지진시	상시
	중앙부(-)	Mmax	493.840	579.210	0.000	347.780	373.530	317.720	0.000	493.840	579.210	0.000	347.780	상시	상시
		Pmax	300.850	610.360	0.000	347.780	37.110	612.350	0.000	37.110	612.350	0.000	347.780	지진시	상시
	하단부	Mmax	1089.350	665.510	283.320	713.140	992.230	382.480	318.060	1089.350	665.510	318.060	713.140	상시	지진시
		Pmax	995.200	668.620	283.320	713.140	208.390	661.040	318.060	995.200	668.620	318.060	713.140	상시	지진시
중앙부 벽체	상단부	Mmax	6.890	1306.250	2.580	4.270	227.470	701.140	95.720	227.470	701.140	95.720	4.270	지진시	지진시
		Pmax	0.010	1435.010	2.580	4.270	213.120	1091.360	95.720	0.010	1435.010	95.720	4.270	상시	지진시
	중앙부(+)	Mmax	6.500	1318.750	0.000	4.030	213.140	710.520	0.000	213.140	710.520	0.000	4.030	지진시	상시
		Pmax	0.001	1465.020	0.000	4.030	12.440	1121.370	0.000	0.001	1465.020	0.000	4.030	상시	상시
	하단부	Mmax	5.060	1390.090	2.580	3.130	241.000	1162.700	107.110	241.000	1162.700	107.110	3.130	지진시	지진시
		Pmax	0.010	1506.350	2.580	3.130	241.000	1162.700	107.110	0.010	1506.350	107.110	3.130	상시	지진시

11. 단면 설계 정리

※ 상부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
상부슬래브	램프 벽체부	1624.03	1054.52	-	2013.68	2013.68	1022.67	2309.76	1732.70	1.00	1.467 1.367	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.15	274.98	125.00
	램프 중앙부	2009.72	1333.90	-	1609.41	2009.72		2515.86		1.00	1.300 1.220	0.080	H32@250 + H32@250		1.25	402.16	125.00
	램프 접합부	1283.15	839.02	-	1626.88	1626.88	1099.79	2309.76	1732.70	1.00	1.467 1.367	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.42	400.51	125.00
	본선 접합부	519.68	386.78	-	737.05	737.05	401.08	989.40		1.00	1.067 0.967	0.100	H22@250 + H22@250		1.34	348.29	125.00
	본선 중앙부	614.18	413.53	-	525.62	614.18		834.97		1.00	0.900 0.820	0.080	H22@250 + H22@250		1.36	428.21	125.00
	중앙 벽체부	1309.35	807.70	-	1073.98	1309.35	586.64	1610.83	1155.14	1.00	1.067 0.967	0.100	H29@250 + H29@250	H16@150 - 2EA	1.23	232.17	125.00

※ 하부슬래브

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
하부슬래브	램프 벽체부	1831.60	1269.49		1868.84	1868.84	878.70	2472.66	1732.70	1.00	1.300 1.200	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.32	225.48	125.00
	램프 중앙부	1558.41	1041.75		1395.55	1558.41		2053.48		1.00	1.300 1.220	0.080	H29@250 + H29@250		1.32	422.88	125.00
	램프 접합부	1852.65	1261.95		1998.28	1998.28	839.02	2472.66	1732.70	1.00	1.300 1.200	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.24	228.08	125.00
	본선 접합부	218.50	175.19		555.48	555.48	387.06	919.21		1.00	1.000 0.900	0.100	H22@250 + H22@250		1.65	1248.74	125.00
	본선 중앙부	693.08	490.08		694.20	694.20		1219.28		1.00	1.000 0.920	0.080	H25@250 + H25@250		1.76	571.82	125.00
	중앙 벽체부	1360.94	1030.85		1218.18	1360.94	576.61	1824.59		1.00	1.000 0.900	0.100	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.34	187.69	125.00
	램프측구	514.18	321.25		973.69	973.69	829.14	1932.60	1371.72	1.00	1.030 0.950	0.080	H32@250 + H32@250	H16@150 - 2EA	1.98	1440.04	125.00
	본선측구	381.36	321.40		630.22	630.22	360.19	729.68		1.00	0.800 0.720	0.080	H22@250 + H22@250		1.16	503.21	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
외측 벽체	상단부 Mmax	1993.87	1328.39	729.64	2419.59	2419.59	535.19	#NAME?		1.00	1.567 / 1.467	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	203.60	125.00
	상단부 Pmax	1570.68	1328.39	1656.48	362.85	1570.68	535.19	#NAME?		1.00	1.567 / 1.467	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	203.60	125.00
	중앙부(-) Mmax	1328.46	923.26	1706.97	1315.17	1328.46		#NAME?		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	316.41	125.00
	중앙부(-) Pmax	553.17	923.26	1799.81	95.21	553.17		#NAME?		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	316.41	125.00
	하단부 Mmax	2092.93	1454.19	1058.24	2146.28	2146.28	529.48	#NAME?		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H32@250 + H32@250		#NAME?	203.00	125.00
	하단부 Pmax	2092.73	1454.19	1914.52	2117.61	2092.73	529.48	#NAME?		1.00	1.400 / 1.300	0.100	H32@250 + H32@250		#NAME?	203.00	125.00

※ 벽체 : 램프

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
내측벽체	상단부 Mmax	2155.52	1442.81	1617.42	2547.35	2547.35	547.99	#NAME?		1.00	1.567 1.467	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	170.50	125.00
	상단부 Pmax	1540.90	1442.81	2018.20	2122.78	1540.90	547.99	#NAME?		1.00	1.567 1.467	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	170.50	125.00
	중앙부(-) Mmax	1321.41	916.88	1846.03	1393.74	1393.74		#NAME?		1.00	1.400 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	320.09	125.00
	중앙부(-) Pmax	1321.41	916.88	2161.53	1393.74	1321.41		#NAME?		1.00	1.400 1.300	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	320.09	125.00
	하단부 Mmax	2140.92	1482.51	2032.57	2325.80	2325.80	547.48	#NAME?		1.00	1.400 1.300	0.100	H32@250 + H32@250		#NAME?	195.11	125.00
	하단부 Pmax	1884.17	1482.51	2276.24	2325.80	1884.17	547.48	#NAME?		1.00	1.400 1.300	0.100	H32@250 + H32@250		#NAME?	195.11	125.00

※ 벽체 : 본선

구 분		상 시 모멘트 (kN.m)	사 용 모멘트 (kN.m)	축 력 (kN)	지진시 모멘트 (kN.m)	설계적용 모멘트 (kN.m)	설계적용 전단력 (kN)	ΦMn (kN.m)	ΦVn (kN)	b (m)	h(m) / d(m)	d" (m)	사용철근		여유율	균열(mm)	
													휨철근	전단철근		필요간격	배근간격
외측 벽체	상단부 Mmax	614.68	460.97	214.14	829.40	829.40	243.04	#NAME?		1.00	1.067 / 0.967	0.100	H22@250 + H22@250		#NAME?	256.52	125.00
	상단부 Pmax	578.16	460.97	549.01	34.28	34.28	243.04	#NAME?		1.00	1.067 / 0.967	0.100	H22@250 + H22@250		#NAME?	256.52	125.00
	중앙부(+) Mmax	406.08	295.24	273.31	484.80	484.80		#NAME?		1.00	0.900 / 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		#NAME?	452.28	125.00
	중앙부(+) Pmax	238.48	295.24	595.79	85.95	85.95		#NAME?		1.00	0.900 / 0.820	0.080	H19@250 + H19@250		#NAME?	452.28	125.00
	중앙부(-) Mmax	493.84	347.78	579.21	373.53	493.84		#NAME?		1.00	0.900 / 0.800	0.100	H22@250 + H22@250		#NAME?	299.77	125.00
	중앙부(-) Pmax	300.85	347.78	612.35	37.11	37.11		#NAME?		1.00	0.900 / 0.800	0.100	H22@250 + H22@250		#NAME?	299.77	125.00
	하단부 Mmax	1089.35	713.14	665.51	992.23	1089.35	318.06	#NAME?		1.00	0.900 / 0.800	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	201.21	125.00
	하단부 Pmax	995.20	713.14	668.62	208.39	995.20	318.06	#NAME?		1.00	0.900 / 0.800	0.100	H29@250 + H29@250		#NAME?	201.21	125.00
중앙부 벽체	상단부 Mmax	6.89	4.27	701.14	227.47	227.47	95.72	#NAME?		1.00	0.667 / 0.587	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	17255.55	125.00
	상단부 Pmax	0.01	4.27	1435.01	213.12	0.01	95.72	#NAME?		1.00	0.667 / 0.587	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	17255.55	125.00
	중앙부(+) Mmax	6.50	4.03	710.52	213.14	213.14		#NAME?		1.00	0.500 / 0.420	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	12958.96	125.00
	중앙부(+) Pmax	0.00	4.03	1465.02	12.44	0.00		#NAME?		1.00	0.500 / 0.420	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	12958.96	125.00
	하단부 Mmax	5.06	3.13	1162.70	241.00	241.00	107.11	#NAME?		1.00	0.500 / 0.420	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	16683.22	125.00
	하단부 Pmax	0.01	3.13	1506.35	241.00	0.01	107.11	#NAME?		1.00	0.500 / 1.320	0.080	H16@250 + H16@250		#NAME?	16683.22	125.00

12. 단면설계

12.1 상부슬래브 단면검토

12.1.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1466.667	1366.667	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
2013.680	1022.670	1054.520	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 77.742 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 464666.667 As - 2013680000 = 0

∴ Required As = 4460.467 ㎟ [p = 0.00326]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 30032.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4438.380 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5947.290 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 91.462 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1366.667 - 91.462) / 91.462

= 0.0418

· ε_t = 0.0418 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2309.759 kN.m > Mu = 2013.680 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 1022.670 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 1022.670 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 101.353 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 101.353 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 1022.670 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00376

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 279.659 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.922 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 161.131 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 161.131 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 274.984 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 390.987 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 274.984 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
2009.720	0.000	1333.900	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 87.589 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 2009720000 = 0

∴ Required As = 5025.433 ㎟ [p = 0.00412]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6700.577 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 103.046 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 103.046) / 103.046

= 0.0325

· ε_t = 0.0325 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2515.864 kN.m > Mu = 2009.720 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00521

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.236

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 287.936 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.243 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 186.779 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 186.779 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 402.161 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 449.728 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 402.161 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1466.667	1366.667	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1626.880	1099.790	839.020	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 62.449 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 464666.667 As - 1626880000 = 0

∴ Required As = 3583.040 ㎟ [p = 0.00262]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 30032.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4438.380 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4783.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4777.386 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 73.470 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1366.667 - 73.470) / 73.470

= 0.0528

· ε_t = 0.0528 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2309.759 kN.m > Mu = 1626.880 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 1099.790 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 1099.790 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 133.486 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 133.486 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 1099.790 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00376

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 279.659 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.712 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 128.202 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 128.202 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 400.513 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 491.411 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 400.513 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
737.050	401.080	386.780	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 39.910 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 737050000 = 0

∴ Required As = 2289.814 ㎟ [p = 0.00237]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3053.085 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 46.952 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 46.952) / 46.952

= 0.0588

· ε_t = 0.0588 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 989.4 kN.m > Mu = 737.050 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN > Vu = 401.080 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 401.080 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00320

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.191

· j = 1 - k / 3 = 0.936

· x = k·d = 184.186 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.639 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 137.966 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 137.966 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 348.293 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 456.634 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 348.293 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	900.000	820.000	820.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
614.180	0.000	413.530	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 39.339 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 278800.000 As - 614180000 = 0

∴ Required As = 2257.082 ㎟ [p = 0.00275]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 18019.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2663.028 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2870.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3009.443 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 46.281 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (820.000 - 46.281) / 46.281

= 0.0502

· ε_t = 0.0502 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 834.973 kN.m > Mu = 614.180 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 532.606 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 266.303 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 168.115 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.440 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 174.792 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 174.792 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 428.213 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 480.570 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 428.213 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.1.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1066.667	966.667	800.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1309.350	586.640	807.700	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 72.126 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 328666.667 As - 1309350000 = 0

∴ Required As = 4138.205 ㎟ [p = 0.00428]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 21242.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3139.342 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3383.333 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5517.606 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 84.854 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - 84.854) / 84.854

= 0.0312

· ε_t = 0.0312 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1610.828 kN.m > Mu = 1309.350 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 519.615 kN < Vu = 586.640 kN

· 1/2·Øv·Vc = 259.808 kN < Vu = 586.640 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 400 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 41.891 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 41.891 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 519.615 kN + 635.520 kN

= 1155.135 kN > Vu = 586.640 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00532

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 230.192 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.886 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 176.602 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 176.602 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 232.168 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 356.734 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 232.168 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2 하부슬래브 단면검토

12.2.1 램프벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1200.000	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1868.840	878.700	1269.490	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 82.683 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 408000.000 As - 1868840000 = 0

∴ Required As = 4743.924 ㎟ [p = 0.00395]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26370.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3897.114 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6325.232 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 97.274 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1200.000 - 97.274) / 97.274

= 0.0340

· ε_t = 0.0340 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2472.659 kN.m > Mu = 1868.840 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 878.700 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 878.700 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 41.365 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 41.365 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 878.700 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00529

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 285.250 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.056 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 180.834 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 180.834 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 225.483 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 348.386 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 225.483 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.2 램프중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1220.000	1220.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1558.410	0.000	1041.750	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 67.340 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 414800.000 As - 1558410000 = 0

∴ Required As = 3863.646 ㎟ [p = 0.00317]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26809.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3962.066 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4270.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 5151.528 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	5139.200	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 79.224 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1220.000 - 79.224) / 79.224

= 0.0432

· ε_t = 0.0432 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2053.484 kN.m > Mu = 1558.410 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 792.413 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 396.207 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00421

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.215

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 262.474 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.009 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 178.989 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 178.989 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 29 / 2 = 65.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 422.878 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 469.302 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 422.878 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.3 램프접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1300.000	1200.000	1200.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1998.280	839.020	1261.950	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 88.637 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 408000.000 As - 1998280000 = 0

∴ Required As = 5085.566 ㎟ [p = 0.00424]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 26370.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3897.114 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 4200.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6780.755 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴	USE As	=	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
		2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	∴ **O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 104.279 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1200.000 - 104.279) / 104.279

= 0.0315

· ε_t = 0.0315 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 2472.659 kN.m > Mu = 1998.280 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 779.423 kN < Vu = 839.020 kN

· 1/2·Øv·Vc = 389.712 kN < Vu = 839.020 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 600 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 24.832 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 24.832 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 779.423 kN + 953.280 kN

= 1732.703 kN > Vu = 839.020 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00529

· k = $- np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.238

· j = 1 - k / 3 = 0.921

· x = k·d = 285.250 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.008 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 179.760 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 179.760 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 228.084 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 350.468 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 228.084 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.4 본선접합부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	900.000	900.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
555.480	387.060	175.190	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 32.216 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 306000.000 As - 555480000 = 0

∴ Required As = 1848.376 ㎟ [p = 0.00205]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 19777.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2922.836 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2464.501 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 37.901 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - 37.901) / 37.901

= 0.0682

· ε_t = 0.0682 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 919.205 kN.m > Mu = 555.480 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 584.567 kN > Vu = 387.060 kN

· 1/2·Øv·Vc = 292.284 kN < Vu = 387.060 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00344

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.197

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 177.042 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.353 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 67.268 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 67.268 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1338.424 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1248.739 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1248.739 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.5 본선중앙부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	920.000	920.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
694.200	0.000	490.080	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 39.530 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 312800.000 As - 694200000 = 0

∴ Required As = 2268.035 ㎟ [p = 0.00247]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20217.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2987.788 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3220.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3024.047 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	25	@	250	=	2026.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	4053.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 46.506 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (920.000 - 46.506) / 46.506

= 0.0563

· ε_t = 0.0563 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1219.28 kN.m > Mu = 694.200 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 597.558 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 298.779 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00441

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.219

· j = 1 - k / 3 = 0.927

· x = k·d = 201.876 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.694 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 141.784 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 141.784 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 25 / 2 = 67.50 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 571.816 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 592.453 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 571.816 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.6 중앙벽체부

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1000.000	900.000	900.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
1360.940	576.610	1030.850	100.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 81.178 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 306000.000 As - 1360940000 = 0

∴ Required As = 4657.566 ㎟ [p = 0.00518]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 19777.500 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2922.836 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3150.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6210.089 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 95.503 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (900.000 - 95.503) / 95.503

= 0.0253

· ε_t = 0.0253 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1824.592 kN.m > Mu = 1360.940 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 584.567 kN > Vu = 576.610 kN

· 1/2·Øv·Vc = 292.284 kN < Vu = 576.610 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00706

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.269

· j = 1 - k / 3 = 0.910

· x = k·d = 241.940 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 10.400 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 198.018 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 198.018 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 187.691 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 318.153 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 187.691 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.7 램프측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	1030.000	950.000	950.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
973.690	829.140	321.250	80.000	0.85	0.75

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 54.080 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 323000.000 As - 973690000 = 0

∴ Required As = 3102.837 ㎟ [p = 0.00327]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 20876.250 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 3325.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3085.216 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 3325.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4137.115 ㎟

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

	1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	6353.600	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 63.623 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (950.000 - 63.623) / 63.623

= 0.0418

· ε_t = 0.0418 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 1932.603 kN.m > Mu = 973.690 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 617.043 kN < Vu = 829.140 kN

· 1/2·Øv·Vc = 308.522 kN < Vu = 829.140 kN

∴ Vu > ØVc CASE ⇒ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 150 mn ≤ 최대간격(600mm,d/2 이하) = 475 mm ∴ **O.K**

· 0.35·Bw·s / fyt = 131.250 ㎟ [최소 전단철근]

· (Vu - ØVc)·s / Øv·fyt·d = 111.630 ㎟ [소요 전단철근]

· Required Av = 111.630 ㎟

· USE Av = H 16 × 2.0 EA/M = 397.200 ㎟ ∴ **O.K**

∴ Ø Vn = Ø Vc + Ø Vs = 617.043 kN + 754.680 kN

= 1371.723 kN > Vu = 829.140 kN ∴ **O.K**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00669

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.263

· j = 1 - k / 3 = 0.912

· x = k·d = 249.601 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 2.970 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 58.332 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 58.332 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 32 / 2 = 64.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 1640.051 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 1440.041 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 1440.041 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.2.8 본선측구

▣ 철근량 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	dd (mm)
27	400	1000.000	800.000	720.000	720.000
Mu (kN.m)	Vu (kN)	Mo (kN.m)	d' (mm)	Øf	Øv
630.220	360.190	321.400	80.000	0.85	0.80

· a = As·fy/(0.85·fck·B) = 0.017 As = 46.363 mm

· Mu = φf·As·fy·(d - a/2) [강도감소계수(Øf) 값은 0.85 로 가정한다]

⇒ - 2.963 As^2 + 244800.000 As - 630220000 = 0

∴ Required As = 2660.073 ㎟ [p = 0.00369]

· β1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·β1·(fck/fy)·600 / (600 + fy) = 0.0293

· Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 15822.000 ㎟

· Pmin1 = 1.4 / fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 2520.000 ㎟

· Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 2338.269 ㎟

· Pmin = MAX(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 2520.000 ㎟

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3546.764 ㎟

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

	1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As =		H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
	3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	**O.K**

▣ 휨모멘트 검토

· c = a / β1 = 54.545 mm

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (720.000 - 54.545) / 54.545

= 0.0366

· ε_t = 0.0366 ≥ 0.005 이므로 인장지배 단면 ⇒ Øf = 0.85 적용

∴ Ø Mn = Øf·As·fy·(d - a/2) = 729.681 kN.m > Mu = 630.220 kN.m ∴ **O.K**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·√fck·B·d = 498.831 kN > Vu = 360.190 kN

· 1/2·Øv·Vc = 249.416 kN < Vu = 360.190 kN

∴ Vu < ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00430

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.217

· j = 1 - k / 3 = 0.928

· x = k·d = 156.327 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.157 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 155.391 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 155.391 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 22 / 2 = 69.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 503.213 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 540.570 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 503.213 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3 램프-벽체 단면검토

12.3.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2419.590	535.190	729.640	1328.390
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3316.142	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 3982.011 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 729.640 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2419.590 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 872.464 kN > Vu = 535.190 kN

· 1/2·Øv·Vc = 436.232 kN < Vu = 535.190 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.679 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 188.691 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 188.691 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 203.599 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 333.879 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 203.599 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1570.680	535.190	1656.480	1328.390
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
948.203	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1614.072 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1656.480 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1570.680 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 908.145 kN > Vu = 535.190 kN

· 1/2·Øv·Vc = 454.073 kN < Vu = 535.190 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.679 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 188.691 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 188.691 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 203.599 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 333.879 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 203.599 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.3 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1328.460	0.000	1706.970	923.260
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
778.256	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 1361.327 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1706.970 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1328.460 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 917.912 kN > Vu = 0.000 kN
· 1/2·Øv·Vc = 458.956 kN > Vu = 0.000 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00395
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209
· j = 1 - k / 3 = 0.930
· x = k·d = 271.700 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.619 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 148.541 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 148.541 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 316.407 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 424.125 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 316.407 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.4 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	553.170	0.000	1799.810	923.260
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
307.349	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 890.420 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1799.810 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 553.170 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 921.911 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 460.956 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.619 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 148.541 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 148.541 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 316.407 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 424.125 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 316.407 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.5 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2146.280	529.480	1058.240	1454.190
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
2028.160	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 2603.297 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1058.240 kN ∴ **####**
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2146.280 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토
· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 889.964 kN > Vu = 529.480 kN
· 1/2·Øv·Vc = 444.982 kN < Vu = 529.480 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)
· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00489
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230
· j = 1 - k / 3 = 0.923
· x = k·d = 299.000 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.104 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 190.677 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 190.677 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 203.002 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 330.402 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 203.002 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.6 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2092.730	529.480	1914.520	1454.190
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1093.083	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1668.220 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1914.520 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2092.730 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 926.853 kN > Vu = 529.480 kN

· 1/2·Øv·Vc = 463.427 kN < Vu = 529.480 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00489

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 299.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.104 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 190.677 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 190.677 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 203.002 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 330.402 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 203.002 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.7 내측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2547.350	547.990	1617.420	1442.810
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1574.947	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 2240.816 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1617.420 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2547.350 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 906.641 kN > Vu = 547.990 kN

· 1/2·Øv·Vc = 453.321 kN < Vu = 547.990 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.254 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 204.944 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 204.944 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 170.501 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 307.401 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 170.501 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.8 내측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1540.900	547.990	2018.200	1442.810
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1566.667	1466.667	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
763.502	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0049] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 880.000 mm

· a = β1·c = 748.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 35955000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 765.869 mm

· d" = X - H + d = 665.869 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 17166.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 16079.788 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 9393.836 kN.m

· eb = Mb / Pb = 584.201 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1429.371 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1466.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 2018.200 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1540.900 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 922.070 kN > Vu = 547.990 kN

· 1/2·Øv·Vc = 461.035 kN < Vu = 547.990 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00350

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.198

· j = 1 - k / 3 = 0.934

· x = k·d = 290.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.254 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 204.944 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 204.944 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 170.501 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 307.401 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 170.501 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.9 내측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1393.740	0.000	1846.030	916.880
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
754.993	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1338.064 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1846.030 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1393.740 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 923.902 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 461.951 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.580 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 147.515 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 147.515 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 320.094 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 427.075 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 320.094 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.10 내측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1321.410	0.000	2161.530	916.880
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
611.331	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0055] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 683.071 mm

· d" = X - H + d = 583.071 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 14129.038 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 7680.337 kN.m

· eb = Mb / Pb = 543.585 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ # ∴ ####

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1194.402 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 2161.530 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1321.410 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 937.494 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 468.747 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00395

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.209

· j = 1 - k / 3 = 0.930

· x = k·d = 271.700 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.580 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 147.515 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 147.515 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 320.094 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 427.075 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 320.094 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.11 내측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	2325.800	547.480	2032.570	1482.510
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1144.266	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1719.403 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 2032.570 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 2325.800 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 931.939 kN > Vu = 547.480 kN

· 1/2·Øv·Vc = 465.970 kN < Vu = 547.480 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00489

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 299.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.261 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 194.391 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 194.391 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 195.111 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 324.089 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 195.111 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.3.12 내측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1884.170	547.480	2276.240	1482.510
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1400.000	1300.000	100.000	80.000	1300.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
827.755	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
			H	32	@	250	=	3176.800	㎟	[4 EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0 EA/M]
						TOTAL	=	6353.600	㎟	
∴ USE As'	=	1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4 EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0064] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 780.000 mm

· a = β1·c = 663.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 32130000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 675.137 mm

· d" = X - H + d = 575.137 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 15215.850 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 968.868 kN

· Ts = fy·As = 2541.440 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 13643.278 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 8071.816 kN.m

· eb = Mb / Pb = 591.633 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm 로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mm ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1402.892 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? # 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (1300.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? # ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 2276.240 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1884.170 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 942.436 kN > Vu = 547.480 kN

· 1/2·Øv·Vc = 471.218 kN < Vu = 547.480 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토 (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00489

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.230

· j = 1 - k / 3 = 0.923

· x = k·d = 299.000 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.261 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 194.391 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 194.391 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 195.111 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 324.089 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 195.111 mm > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4 본선-벽체 단면검토

12.4.1 외측 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	829.400	243.040	214.140	460.970
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
3873.167	0.850	#NAME?	0.75		

			1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
				H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
				H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
				H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
							TOTAL	=	3096.800	㎟		
∴	USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0040] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 520.766 mm

· d" = X - H + d = 420.766 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10507.729 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4110.050 kN.m

· eb = Mb / Pb = 391.145 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mm로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'
= #NAME? kN
∴ a = #NAME? mn ⇒ # ∴ ####
· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN
· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN
· Ts = fs·As = #NAME? kN
· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m
· e' = e + X - dc = 4293.933 mm
· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ ####
· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?
= #NAME?
· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용
∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 214.140 kN ∴ ####
∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 829.400 kN.m ∴ ####

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d
= 527.066 kN > Vu = 243.040 kN
· 1/2·Øv·Vc = 263.533 kN > Vu = 243.040 kN
∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7
· p = As / (B × D) = 0.00320
· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.190
· j = 1 - k / 3 = 0.937
· x = k·d = 183.667 mm
· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.544 MPa
· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 164.398 MPa
· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 164.398 MPa
· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2
= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm
· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 256.520 mm
· s_2 = 300·(210 / fst) = 383.216 mm
∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 256.520 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.2 외측 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	34.280	243.040	549.010	460.970
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	1066.667	966.667	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
62.440	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0040] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 580.000 mm

· a = β1·c = 493.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 24480000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 520.766 mm

· d" = X - H + d = 420.766 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 11314.350 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 10507.729 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 4110.050 kN.m

· eb = Mb / Pb = 391.145 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 483.206 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (966.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 549.010 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 34.280 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 538.718 kN > Vu = 243.040 kN

· 1/2·Øv·Vc = 269.359 kN > Vu = 243.040 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00320

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.190

· j = 1 - k / 3 = 0.937

· x = k·d = 183.667 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.544 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 164.398 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 164.398 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 256.520 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 383.216 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 256.520 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.3 외측 벽체 중앙부(-) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	493.840	0.000	579.210	347.780
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
852.610	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0047] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 438.192 mm

· d" = X - H + d = 338.192 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8556.979 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2997.915 kN.m

· eb = Mb / Pb = 350.347 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1190.802 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 579.210 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 493.840 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 543.501 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 271.751 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00387

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.207

· j = 1 - k / 3 = 0.931

· x = k·d = 165.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.639 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 150.783 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 150.783 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 299.774 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 417.819 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 299.774 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.4 외측 벽체 중앙부(-) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	37.110	0.000	612.350	347.780
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
60.603	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
			H	22	@	250	=	1548.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	3096.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0047] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 438.192 mm

· d" = X - H + d = 338.192 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 1238.720 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 8556.979 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 2997.915 kN.m

· eb = Mb / Pb = 350.347 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 398.795 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 612.350 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 37.110 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 544.868 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 272.434 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00387

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.207

· j = 1 - k / 3 = 0.931

· x = k·d = 165.600 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 5.639 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 150.783 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 150.783 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 299.774 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 417.819 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 299.774 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.5 외측 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	1089.350	318.060	665.510	713.140
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1636.865	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0070] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 426.267 mm

· d" = X - H + d = 326.267 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7740.019 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3366.504 kN.m

· eb = Mb / Pb = 434.948 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1963.132 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 665.510 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 1089.350 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 547.060 kN > Vu = 318.060 kN

· 1/2·Øv·Vc = 273.530 kN < Vu = 318.060 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.451 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 189.777 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 189.777 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 201.211 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 331.969 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 201.211 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.6 외측 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	995.200	318.060	668.620	713.140
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	900.000	800.000	100.000	80.000	800.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
1488.439	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
			H	29	@	250	=	2569.600	㎟	[4	EA/M]
∴	USE As	= 2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	5139.200	㎟		
∴	USE As'	= 1단	H	19	@	250	=	1146.000	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0070] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 480.000 mm

· a = β1·c = 408.000 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 20655000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 426.267 mm

· d" = X - H + d = 326.267 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 9363.600 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 432.099 kN

· Ts = fy·As = 2055.680 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 7740.019 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 3366.504 kN.m

· eb = Mb / Pb = 434.948 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 1814.706 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (800.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 668.620 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 995.200 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 547.189 kN > Vu = 318.060 kN

· 1/2·Øv·Vc = 273.595 kN < Vu = 318.060 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (습윤환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00642

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.258

· j = 1 - k / 3 = 0.914

· x = k·d = 206.400 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.451 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 189.777 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 189.777 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

· s_1 = 375·(210 / fst) - 2.5·Cc = 201.211 mm

· s_2 = 300·(210 / fst) = 331.969 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 201.211 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.7 중앙부 벽체 상단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	227.470	95.720	701.140	4.270
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
324.429	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 327.990 mm

· d" = X - H + d = 247.990 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1527.415 kN.m

· eb = Mb / Pb = 233.884 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 572.419 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 701.140 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 227.470 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 293.291 kN > Vu = 95.720 kN

· 1/2·Øv·Vc = 146.646 kN > Vu = 95.720 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.149 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 4.868 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 4.868 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 21389.433 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 17255.546 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 17255.546 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.8 중앙부 벽체 상단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	0.010	95.720	1435.010	4.270
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	666.667	586.667	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
0.007	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0036] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 352.000 mm

· a = β1·c = 299.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 15300000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 327.990 mm

· d" = X - H + d = 247.990 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 6866.640 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 6530.649 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 1527.415 kN.m

· eb = Mb / Pb = 233.884 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 247.997 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (586.667 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1435.010 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 0.010 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 314.741 kN > Vu = 95.720 kN

· 1/2·Øv·Vc = 157.371 kN > Vu = 95.720 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00271

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.177

· j = 1 - k / 3 = 0.941

· x = k·d = 103.840 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.149 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 4.868 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 4.868 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 21389.433 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 17255.546 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 17255.546 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.9 중앙부 벽체 중앙부(+) Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	213.140	0.000	710.520	4.030
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
299.977	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\dfrac{(Cck\cdot H/2 + fy\cdot As'\cdot(H - d') + fy\cdot As\cdot dc)}{(Cck + fy\cdot As' + fy\cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 465.119 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 710.520 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 213.140 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 300.488 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 150.244 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.239 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 6.482 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 6.482 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 16018.704 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 12958.963 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 12958.963 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.10 중앙부 벽체 중앙부(+) Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	0.001	0.000	1465.020	4.030
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
0.001	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 165.143 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1465.020 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 0.001 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 329.892 kN > Vu = 0.000 kN

· 1/2·Øv·Vc = 164.946 kN > Vu = 0.000 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.239 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 6.482 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 6.482 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 16018.704 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 12958.963 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 12958.963 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.11 중앙부 벽체 하단부 Mmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	241.000	107.110	1162.700	3.130
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
207.276	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e > eb 이므로, **인장파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 372.418 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1162.700 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 241.000 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 318.110 kN > Vu = 107.110 kN

· 1/2·Øv·Vc = 159.055 kN > Vu = 107.110 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.186 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 5.035 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 5.035 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 20674.022 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 16683.217 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 16683.217 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

12.4.12 중앙부 벽체 하단부 Pmax

▣ 휨모멘트 검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	Pu (kN.m)	Mo (kN.m)
27	400	0.010	107.110	1506.350	3.130
B (mm)	H (mm)	d (mm)	dc (mm)	d' (mm)	dd (mm)
1000.000	500.000	420.000	80.000	100.000	420.000
e (mm)	β1	Øf	Øv		
0.007	0.850	#NAME?	0.75		

		1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
			H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]
∴ USE As	=	2단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
		3단	H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
			H	0	@	0	=	0.000	㎟	[0	EA/M]
						TOTAL	=	1588.800	㎟		
∴ USE As'	=	1단	H	16	@	250	=	794.400	㎟	[4	EA/M]

□ 철근비 검토

∴ Pmin [0.0015] < Puse [0.0048] < Pmax [0.0800] ∴ **O.K**

□ 평형상태 검토

· c = 600 / (600 + fy)·d = 252.000 mm

· a = β1·c = 214.200 mm

· Cck = 0.85·fck·B·H = 11475000 N

· X (소성중심) = $\frac{(Cck \cdot H/2 + fy \cdot As' \cdot (H - d') + fy \cdot As \cdot dc)}{(Cck + fy \cdot As' + fy \cdot As)}$ = 245.142 mm

· d" = X - H + d = 165.142 mm

· Cc = 0.85·fck·a·b = 4915.890 kN

· Cs = (fs - 0.85·fck)·As' = 299.529 kN

· Ts = fy·As = 635.520 kN

· Pb = Cc + Cs - Ts = 4579.899 kN

· Mb = Cc·(d - a/2 - d") + Cs·(d - d' - d") + Ts·d" = 877.698 kN.m

· eb = Mb / Pb = 191.641 mm

∴ e < eb 이므로, **압축파괴영역**

□ 공칭강도 검토

· a = #NAME? mn로 가정하여 시산법으로 구한다.

· c = a / β1 = #NAME? mm

· fs = MIN (600·(d - c) / c, 400) = #NAME? MPa

· fs' = MIN (600·(c - d') / c, 400) = #NAME? MPa

· Pn = (0.85·fck·a·B·(d - a/2) + As'·(fs' - 0.85·fck)·(d - d')) / e'

= #NAME? kN

∴ a = #NAME? mn ⇒ **#** ∴ **####**

· Cc = 0.85·fck·a·b = #NAME? kN

· Cs = (fs' - 0.85·fck)·As' = #NAME? kN

· Ts = fs·As = #NAME? kN

· Mn = Cc·(d - a/2) + Cs·(d - d') = #NAME? kN.m

· e' = e + X - dc = 165.149 mm

· 편심오차 = | e' - Mn / Pn | = #NAME? ## 0.001 ∴ **####**

· ε_t = ε_c × (d - c) / c = 0.003 × (420.000 - #NAME?) / #NAME?

= #NAME?

· ε_t = #NAME? ## ⇒ Øf = #NAME? 적용

∴ Ø Pn = #NAME? kN #### Pu = 1506.350 kN ∴ **####**

∴ Ø Mn = #NAME? kN.m #### Mu = 0.010 kN.m ∴ **####**

▣ 전단 검토

· Øv·Vc = Øv·1/6·(1 + Pu / (14·Ag))·√fck·B·d

= 331.502 kN > Vu = 107.110 kN

· 1/2·Øv·Vc = 165.751 kN > Vu = 107.110 kN

∴ Vu < 1/2ØVc CASE ⇒ **전단철근 불필요**

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토) (건조환경)

· n = Es / Ec = 200000 / 26702 = 7

· p = As / (B × D) = 0.00378

· k = - np + √((np)^2 + 2np) = 0.205

· j = 1 - k / 3 = 0.932

· x = k·d = 86.100 mm

· fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 0.186 MPa

· fs = Mo / (As·(D - x/3)) = 5.035 MPa

· fst = fs·(H - dc_min - x)/(D - x) = 5.035 MPa

· Cc (인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) = dc_min - 주철근직경 / 2

= 80 - 16 / 2 = 72.00 mm

· s_1 = 375·(280 / fst) - 2.5·Cc = 20674.022 mm

· s_2 = 300·(280 / fst = 16683.217 mm

∴ 최외단철근 소요중심간격 (s) = MIN (S_1, S_2) = 16683.217 mn > 125.000 mm ∴ **O.K**

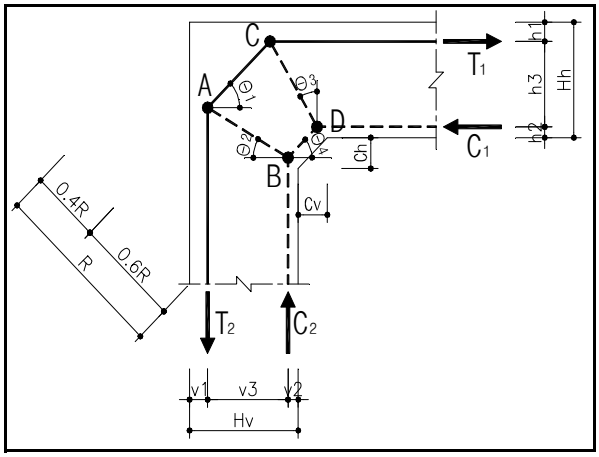
13. 우각부 보강검토

13.1 상부슬래브 (램프 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1400.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1220.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	2419.590 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 2262.74 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

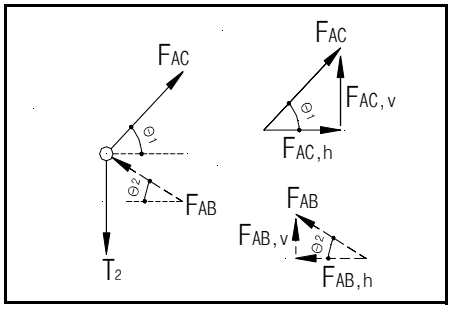
θ_2 = 15.92°

θ_3 = 21.80°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

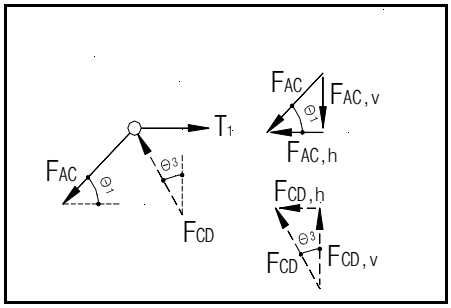
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\Theta = F_{CD} \cdot \cos\Theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{2{,}419.590}{1.120} =$ 2,160.348 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{2{,}419.590}{1.220} =$ 1,983.270 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 2,182.281 kN

식 ⑥ 으로부터

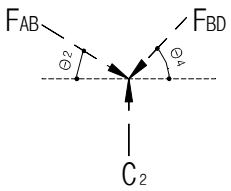
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 2,182.281 kN

따라서 $F_{AC} =$ **2,182.281** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}604.656 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 2{,}182.281 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}661.976 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	2,182.281	타이
AB	-1,604.656	스트럿
BD	-2,182.281	스트럿
CD	-1,661.976	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 2,182.281 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{2{,}182{,}281.246}{0.85 \times 400} = 6{,}418.47 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00 mm²	(1 cycle)
	= H	29	@	250	=	2,569.60 mm²	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60 mm²	(1 단)
	= H	29	@	250	=	2,569.60 mm²	(2 단)
				합계	=	**7,708.80** mm²	

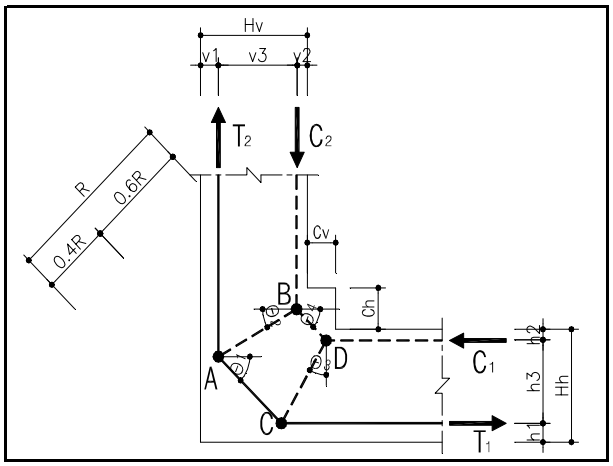
$A_{s,used}$ = 7,708.80 mm^2 > 6,418.47 mm^2 ……O.K

13.2 하부슬래브(램프 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	1300.00 mm	벽체 높이	H_v	=	1400.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	1120.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	1220.00 mm
헌치부 수직 거리	C_h	=	0.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	0.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	2325.800 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1910.50 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

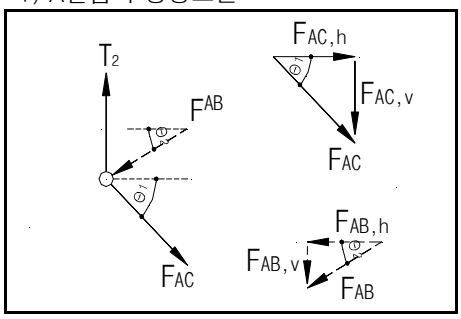
θ_2 = 7.38°

θ_3 = 12.97°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

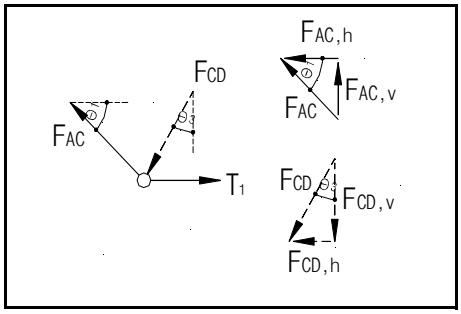
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow$ $F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$

$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos\theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin\theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin\theta = F_{CD} \cdot \cos\theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\theta_1}{\cos\theta_3} \times \sin\theta_3$

$= F_{AC}(\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{2{,}325.800}{1.120} =$ 2,076.607 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{2{,}325.800}{1.220} =$ 1,906.393 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2} =$ 2,387.018 kN

식 ⑥ 으로부터

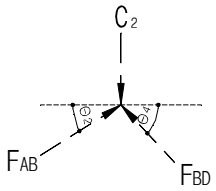
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\theta_1 + \sin\theta_1 \cdot \tan\theta_3} =$ 2,387.018 kN

따라서 $F_{AC} =$ **2,387.018** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 1{,}701.963 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 2{,}387.018 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 1{,}732.062 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	**2,387.018**	타이
AB	**-1,701.963**	스트럿
BD	**-2,387.018**	스트럿
CD	**-1,732.062**	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 2,387.018 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{2{,}387{,}018.351}{0.85 \times 400} = 7{,}020.64 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00 mm^2	(1 cycle)
	= H	32	@	250	=	3,176.80 mm^2	(2 cycle)
우각부철근 As	= H	29	@	250	=	2,569.60 mm^2	(1 단)
	= H	29	@	250	=	2,569.60 mm^2	(2 단)
				합계	=	**8,316.00** mm^2	

$A_{s,used}$ = 8,316.00 mm^2 > 7,020.64 mm^2 ……O.K

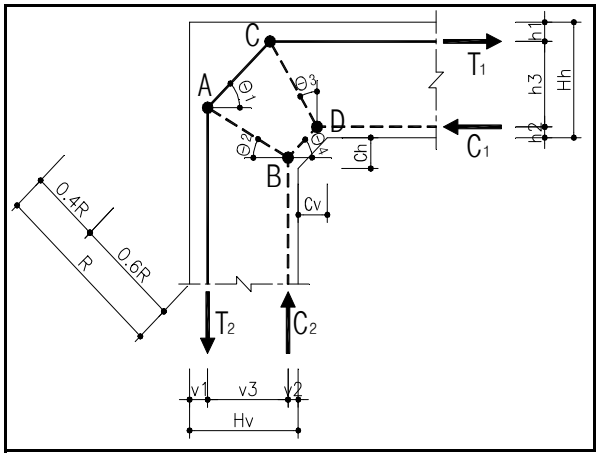
13. 우각부 보강검토

13.3 상부슬래브 (본선 벽체부)

(1) 계산조건

슬래브두께	H_h	=	900.00 mm	벽체 높이	H_v	=	900.00 mm
슬래브 바깥쪽 피복두께	h_1	=	100.00 mm	벽체 바깥쪽 피복두께	v_1	=	100.00 mm
슬래브 안쪽 피복두께	h_2	=	80.00 mm	벽체 안쪽 피복두께	v_2	=	80.00 mm
슬래브측 우력 거리	h_3	=	720.00 mm	벽체측 우력 거리	v_3	=	720.00 mm
수직 거리	C_h	=	500.00 mm	콘크리트설계기준 강도	f_{ck}	=	27 MPa
헌치부 수평 거리	C_v	=	500.00 mm	철근 항복 강도	f_y	=	400 MPa
				닫힘 모멘트	M_u	=	829.400 kN.m

(2) 스트럿-타이 모델 구성



① 우각부 대각선 길이 (R)

R = 1626.35 mm

② 사잇각

θ_1 = 45.00°

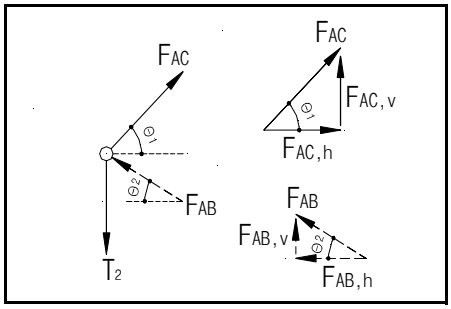
θ_2 = 29.48°

θ_3 = 29.48°

θ_4 = 45.00°

(3) 스트럿-타이 단면력 산정

1) A절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos\theta_1$

$F_{AB,V} = F_{AB} \cdot \sin\theta_2$

$F_{AB,H} = F_{AB} \cdot \cos\theta_2$

$\Sigma V = 0$:

$T_2 = F_{AC,v} + F_{AB,v} = F_{AC} \cdot \sin\theta_1 + F_{AB} \cdot \sin\theta_2$ ····· ①

$\Sigma H = 0$:

$F_{AC,h} = F_{AB,h}$

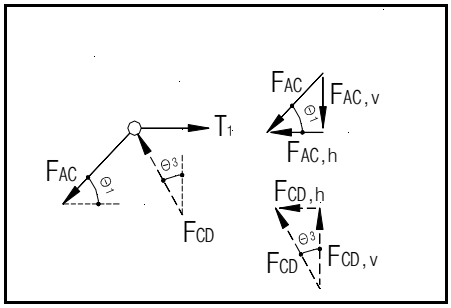
$F_{AC} \cdot \cos\theta_1 = F_{AB} \cdot \cos\theta_2 \Rightarrow \quad F_{AB} = F_{AC} \times \dfrac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2}$ ····· ②

식 ②를 식 ①에 대입

$$T_2 = F_{AC} \times \sin\theta_1 + F_{AC} \times \frac{\cos\theta_1}{\cos\theta_2} \times \sin\theta_2$$

$$= F_{AC}(\sin\theta_1 + \cos\theta_1 \cdot \tan\theta_2)$$ ····· ③

2) C절점의 평형조건



$F_{AC,V} = F_{AC} \cdot \sin \Theta_1$

$F_{AC,H} = F_{AC} \cdot \cos \Theta_1$

$F_{CD,V} = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3$

$F_{CD,H} = F_{CD} \cdot \sin \Theta_3$

$\Sigma V = 0$:

$F_{AC,V} = F_{CD,V}$ ····· ④

$F_{AC} \cdot \sin \Theta = F_{CD} \cdot \cos \Theta_3 \Rightarrow \quad F_{CD} = F_{AC} \times \dfrac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3}$

$\Sigma H = 0$:

$T_1 = F_{AC,h} + F_{CD,h} = F_{AC} \cdot \cos\Theta_1 + F_{CD} \cdot \sin\Theta_3$ ····· ⑤

식 ④를 식 ⑤에 대입

$T_1 = F_{AC} \times \cos\Theta_1 + F_{AC} \times \dfrac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} \times \sin\Theta_3$

$= F_{AC}(\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3)$ ····· ⑥

3) 단면력 산정

- 우력 T = C의 결정

$T_1 = \dfrac{M_u}{h_3} = \dfrac{829.400}{0.720} =$ 1,151.944 kN

$T_2 = \dfrac{M_u}{v_3} = \dfrac{829.400}{0.720} =$ 1,151.944 kN

- 타이(AC)의 단면력 산정

식 ③ 으로부터

$F_{AC} = \dfrac{T_2}{\sin\Theta_1 + \cos\Theta_1 \cdot \tan\Theta_2} =$ 1,040.771 kN

식 ⑥ 으로부터

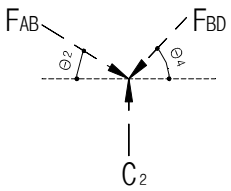
$F_{AC} = \dfrac{T_1}{\cos\Theta_1 + \sin\Theta_1 \cdot \tan\Theta_3} =$ 1,040.771 kN

따라서 $F_{AC} =$ **1,040.771** kN 을 설계 단면력으로 적용

- 스트럿(AB)의 단면력 산정

식 ② 로부터

$$F_{AB} = F_{AC} \times \frac{\cos\Theta_1}{\cos\Theta_2} = 845.379 \quad kN$$



- 스트럿(BD)의 단면력 산정

$\Sigma V = 0$:

$$C_2 = F_{AB} \cdot \sin\Theta_2 + F_{BD} \cdot \sin\Theta_4$$

$$F_{BD} = \frac{C_2 - F_{AB} \cdot \sin\Theta_2}{\sin\Theta_4} = 1,040.771 \quad kN$$

- 스트럿(CD)의 단면력 산정

식 ④ 로부터

$$F_{CD} = F_{AC} \times \frac{\sin\Theta_1}{\cos\Theta_3} = 845.379 \quad kN$$

- 단면력 결과

요 소	단면력(kN)	요소종류
AC	1,040.771	타이
AB	-845.379	스트럿
BD	-1,040.771	스트럿
CD	-845.379	스트럿

4) 타이의 철근량 검토

설계인장력 (T) = 1,040.771 kN

필요철근량

$$A_{s,req} = \frac{T}{\Phi_s f_u} = \frac{1,040,770.833}{0.85 \times 400} = 3,061.09 \quad mm^2$$

사용철근량

1단 주철근 As	= H	0	@	250	=	0.00	mm^2 (1 cycle)
	= H	22	@	250	=	1,548.40	mm^2 (2 cycle)
우각부철근 As	= H	19	@	250	=	1,146.00	mm^2 (1 단)
	= H	19	@	250	=	1,146.00	mm^2 (2 단)
				합계	=	**3,840.40**	mm^2

$A_{s,used}$ = 3,840.40 mm^2 > 3,061.09 mm^2 ……O.K

14. 배력철근 검토

(1) 온도, 수축철근

-벽　체 : ρmin = 0.0020

-슬 래 브 : ρmin = 0.0020

- 주철근량 미만

(2) 배력철근

- 주철근의 20%이상

(3) 부재별 온도 / 배력철근

14.1 상부슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
접합부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.2 상부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
벽체부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.3 하부 슬래브 : 램프

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)						검토
단부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
지간 중앙부	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000	
중앙 벽체부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000	O.K
									H					
								압축	H	16@	300	=	662.000	

14.4 하부 슬래브 : 본선

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
단부	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
지간 중앙부	H	25@	125	=	4053.600	810.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
중앙 기둥부	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.5 램프 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
상 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
중 앙	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	32@	125	=	6353.600	1270.720	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.6 본선-외측 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
상 단	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
중 앙	H	22@	125	=	3096.800	619.360	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	29@	125	=	5139.200	1027.840	1800.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

14.7 본선 중앙부 벽체

구 분	사용주철근 (mm^2)					필요배력철근 (mm^2)	온도철근 (mm^2)	사용배력철근 (mm^2)							검토
상 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
중 앙	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		
하 단	H	16@	125	=	1588.800	317.760	1000.000	인장	H	16@	150	=	1324.000		O.K
								압축	H	16@	300	=	662.000		

15. 사용성 검토

부 재	최소두께 또는 높이 t (mm)			
	단순지지	일단연속	양단연속	캔틸레버
일방향 슬래브	L / 20	L / 24	L / 28	L / 10
보	L / 16	L / 18.5	L / 21	L / 8

부 재	지간 L (mm)	최소두께 t (mm)	사용두께 t (mm)	평 가
상부 슬래브 : 램프	10150.00	422.92	1300.00	O.K
상부 슬래브 : 본선	9600.00	400.00	900.00	O.K
하부 슬래브 : 램프	10550.00	439.58	1300.00	O.K
하부 슬래브 : 본선	9600.00	400.00	1000.00	O.K

16. 지지력 검토

16.1 하중 산정 : 램프

16.1.1 고정하중

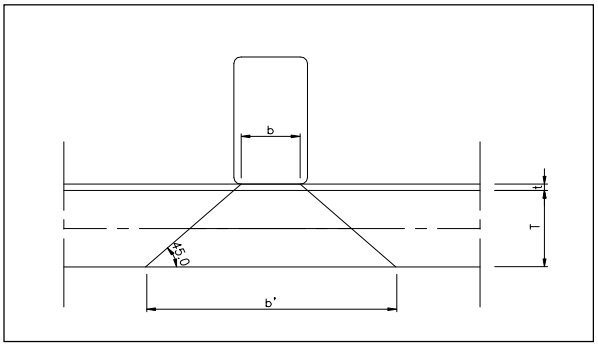
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 2317.21 / 23.900 = 96.954 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 153.925 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.1.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

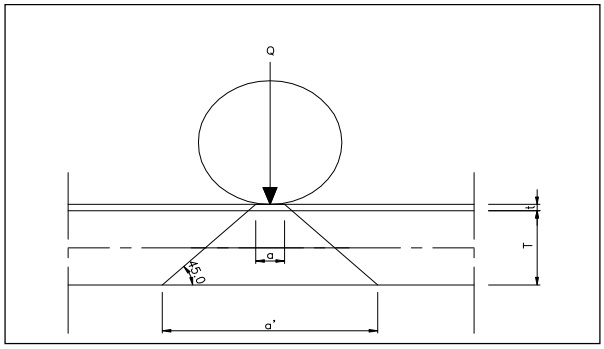


t = 40.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1300.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.300 + 0.040) x cot 45°

= 3.18 m



a' = 0.200 + 2 x (1.300 + 0.040) x cot 45°

= 2.88 m

Qz' = 96.000 / (3.180 x 2.880) = 10.48 kN/m^2

16.2 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 96.954 + 153.925 + 0.000 + 10.000 + 10.482

= 271.361 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

Qmax = 271.361 kN/m^2 < Qa = 700.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

16.3 하중 산정 : 본선

16.3.1 고정하중

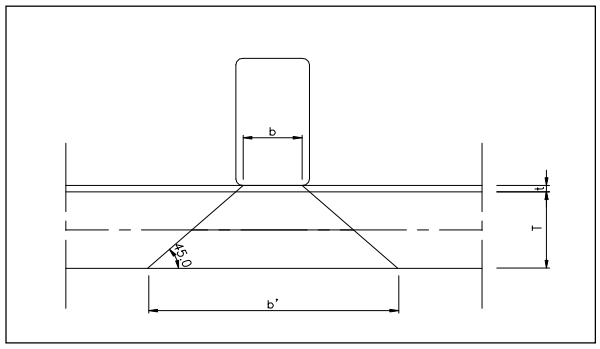
(1) 구체자중(부력검토 참조) = 1176.98 / 17.000 = 69.234 kN/m^2

(2) 상부연직하중(하중산정 참조) = 57.625 kN/m^2 (지하수위 미고려시)

(3) 아스콘 포장 = 0.00 x 23.000 = 0.000 kN/m^2

16.3.2 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.0 kN/m^2
- 지하차도 내부 활하중(DB-24)

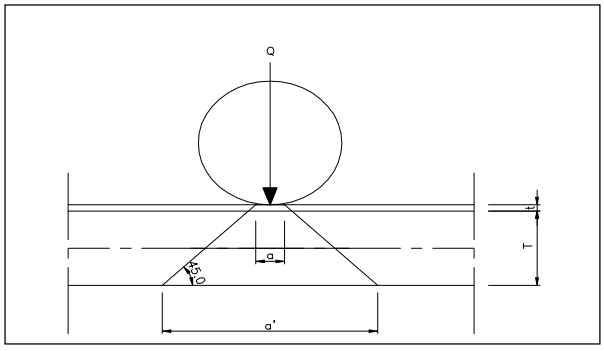


t = 50.0 mm (지하차도내부 포장두께)

T = 1000.0 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.60 m



a' = 0.200 + 2 x (1.000 + 0.050) x cot 45°

= 2.30 m

Qz' = 96.000 / (2.600 x 2.300) = 16.05 kN/m^2

16.4 허용 지지력 검토

(1) 최대 지반반력

Qmax = 69.234 + 57.625 + 0.000 + 10.000 + 16.054

= 152.913 kN/m^2

(2) 지반의 허용 지지력

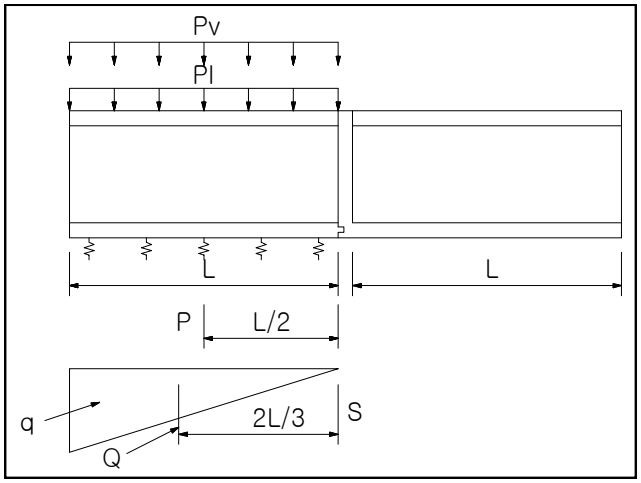
Qmax = 152.913 kN/m^2 < Qa = 400.000 kN/m^2 ∴ **O.K !!**

(지반조사 보고서 참조)

17. 신축이음부 검토

17-1. 램프

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

$Pv = B \times H \times \gamma t$

$= 11.95 \times 8 \times 19.0$

$= 1816.4 \ kN/m$

$Po = 2 \times T1 / 3.0 \div 2 \times 96 / 3 = 64.0 \ kN/m$

$Pl = 2 \times Po \times (1 + i) = 2 \times 64.0 \times (1 + 0.2) = 153.6 \ kN/m$

$P = (Pv+Pl) \times L = (1816.4 + 153.6) \times 30.0 = 59100.0 \ kN$

$S = P / 4 = 59100 / 4 = 14775.0 \ kN$

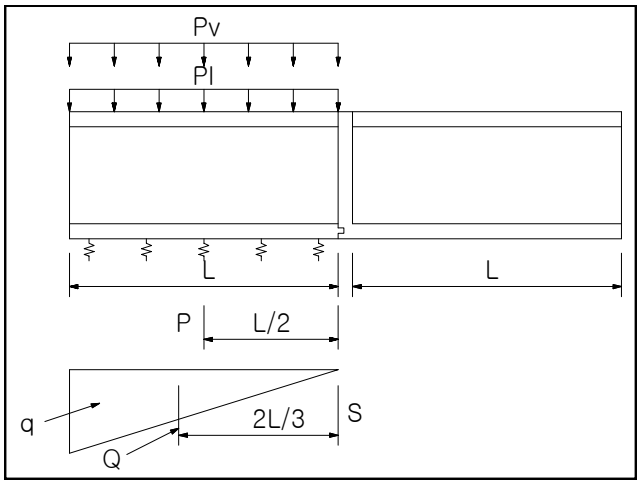
$(\therefore \ \tau a = 80 \ MPa)$

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 14775.0 x 1000 / 80 = 184,688 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 201 EA = 794.2 x 201 = 159,634 mm²

17-2. 본선

※ 가정 : BOX-TYPE 종방향의 강성 EI는 무한대로 하고, 저면은 스프링 받침으로 한다



$P = \sum Pl + \sum Pv \qquad Q = \sum q$

$P - S - Q = 0$

$P \times L/2 - Q \times 2/3 \times L = 0$

윗식에서

$S = -1/4 \times P$

$Pv = B \times H \times \gamma t$

$= 17 \times 0.6 \times 19.0$

$= 193.8 \ kN/m$

$Po = 2 \times T1 / 3.0 \div 2 \times 96 / 3 = 64.0 \ kN/m$

$Pl = 2 \times Po \times (1 + i) = 2 \times 64.0 \times (1 + 0.2) = 153.6 \ kN/m$

$P = (Pv+Pl) \times L = (193.8 + 153.6) \times 30.0 = 10422.0 \ kN$

$S = P / 4 = 10422 / 4 = 2605.5 \ kN$

$(\therefore \ \tau a = 80 \ MPa)$

☞ 소요철근량 Areq = S / τa = 2605.5 x 1000 / 80 = 32,569 mm²

☞ 사용철근량 As = D32- 340 EA = 794.2 x 340 = 270,028 mm²

※ 일체구조로 검토 : 램프x2ea + 본선

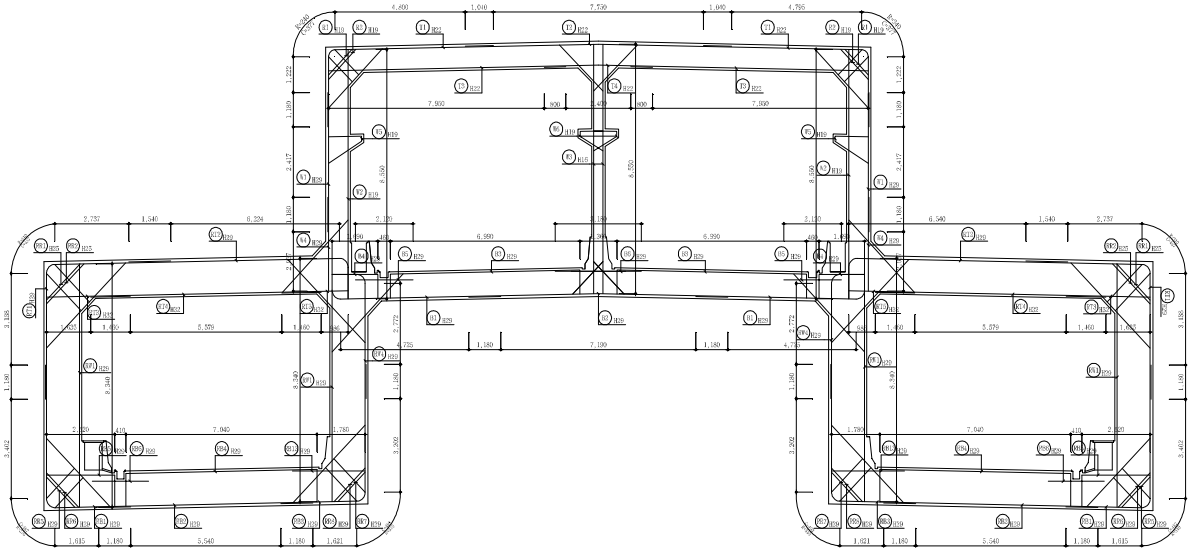
☞ 소요철근량 Areq = 369,375 + 32,569 = 401,944 mm²

☞ 사용철근량 As = 319,268 + 270,028 = 589,296 mm²

∴ O.K

18. 주철근조립도

CYCLE-1 (@250)



CYCLE-2 (@250)