계약번호	
문서번호	

자료번호	
개정번호	

중앙선 도담~영천 철도건설(안동~영천간)
제5공구 노반 재설계
(시공10공구)

구 조 계 산 서(1/2)

(3차 현장 자문회의)

제 출 목 적	
	기 성 신 청
	검 토/승 인
	설 계 변 경
	기본설계준공
	실시설계준공
	시 공 준 공
○	기타보고용등

2017. 07.

확인	작성자	검토자	승인자
	나관웅	박재용	최석운

한국철도시설공단

시현기술단 SEOHYUN ENGINEERING

SEOYOUNG

주식회사 동명기술공단

(주)선구엔지니어링 SunKoo Engineering

중앙선 도담~영천 철도건설(안동~영천간) 제5공구 노반 재설계
(시공10공구)

구 조 계 산 서(1/2)
(3차 현장 자문회의)

개 정 현 황					
00	2017.07.	3차 현장 자문회의 시행	나관웅	박재용	최석운
개정 번호	일 자	개 정 사 유	작 성	검 토	승 인

<3차현장자문회의 결과 반영>

중앙선 도담~영천 철도건설(안동~영천간) 제5공구 노반 재설계

C·O·N·T·E·N·T·S

구조계산서 1권

제1장 구교 및 하수공

1. C(함)탑리제1 ·····
2. C(함)탑리제2 ·····
3. C(함)탑리제4 ·····

제2장 교량공

2. 탑리제2교 ·····
2.1 상부공 ·····
2.1.1 PSC ·····
2.2 교대공 ·····
2.2.1 A1 ·····
2.2.2 A1 ·····
2.3 교각공 ·····
2.3.1 P1 ·····
2.3.2 P2 ·····
2.3.3 P4(P3) ·····
2.4 내진해석 ·····
2.5 가시설공 ·····
2.5.1 P1, P2 버팀보 사보강 ·····

3. 탑리제3교 ·····
3.1 라멘공 ·····
3.2 옹벽공 ·····
3.2.1 A1 좌우측 ·····
3.2.2 A2 좌측 ·····
3.2.3 A2 우측 ·····
3.3 가시설공 ·····
3.3.1 A1 버팀보 ·····
3.3.2 A1 버팀보 사보강 ·····
3.3.3 A2 버팀보 ·····
3.3.4 A2 버팀보 사보강 ·····

구조계산서 2권

4. 탑리제4교 ·····
4.1 상부공 ·····
4.1.1 WPC ·····
4.2 교대공 ·····
4.2.1 A1 ·····
4.2.2 A2 ·····
4.3 옹벽공 ·····
4.3.1 A1, A2 ·····

9. 파전제2교 ·····
9.1 상부공 ·····
9.1.1 PSC ·····
9.1.2 RPF ·····
9.2 교대공 ·····
9.2.1 A1 ·····
9.2.2 A2 ·····
9.3 교각공 ·····
9.3.1 P1 ·····
9.3.2 P2 ·····
9.4 내진해석 ·····
9.5 가시설공 ·····
9.5.1 P1, P2 버팀보 사보강 ·····

<3차현장자문회의 결과 반영>

구교 및 하수공

중앙선 도담~영천 철도건설(안동~영천간) 제5공구 노반 재설계

1. C (함) 탑 리 제 1
2. C (함) 탑 리 제 2
3. C (함) 탑 리 제 4

1.1 C(함) 탑리 제1

C(함) 탑리제1

- 2.0 x 2.00 x 1
- 토피 = 7.6m 이하

1. 설 계 조 건
2. 단 면 가 정
3. 해석모델 및 단면제원
4. 하중산정
5. 하중재하도
6. 하중계수 및 하중조합
7. INPUT DATA
8. OUTPUT
9. 단면력요약
10. 단 면 력 도
11. 단 면 검 토
12. 우각부 검토
13. 배력철근 검토
14. 사용성 검토
15. 기초지지력 검토
16. 주철근조립도
17. 날개벽 설계

1. 설계 조건

1) 구조물명 : c (함)

2) 구조형식 : 철근 콘크리트 구조

3) 설계하중 : KRL2012 (복 선)

4) 재료중량

- 철근 콘크리트(γ_c) = 24.5 kN/m^3
- 무근 콘크리트(γ_{con}) = 23.0 kN/m^3
- 뒷채움 토사(γ_t) = 20.0 kN/m^3
- 뒷채움 토사(γ_{sub}) = 11.0 kN/m^3
- 지하수(γ_w) = 10.0 kN/m^3

5) 사용재료의 성질

- 콘크리트 설계기준 강도(fck) = 30.0 MPa
- 콘크리트 탄성계수(Ec) = 27537 MPa
- 철근의 항복강도(fy) = 400.0 MPa
- 철근의 탄성계수(Es) = 200000 MPa

6) 토 사

- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 35.0 °
- 정지 토압계수 (Ko) = 0.426

7) 기 초 형 식 : 직접기초

8) 사 각(Skew) : 71.00 ° 연 장 (L) : 42.00 m

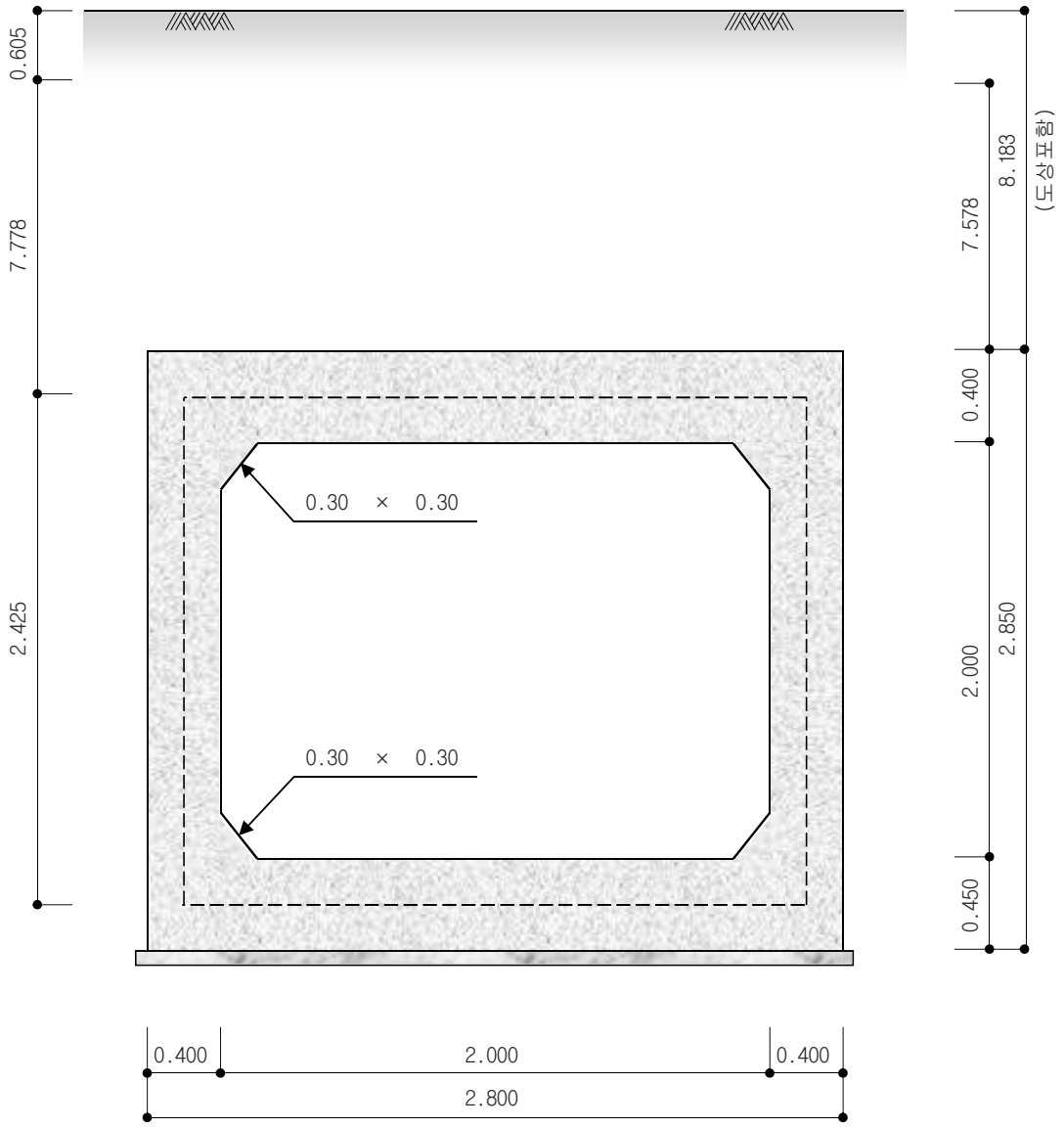
9) 설계방법

- 강도 설계법 : 부재 단면검토(슬래브, 벽체, 보, 기둥 등)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토(처짐, 균열, 우각부 검토)

10) 참고문헌

- 철도설계기준(노반편), 국토해양부, 2013
- 콘크리트 구조설계기준해설, 한국콘크리트 학회, 2012

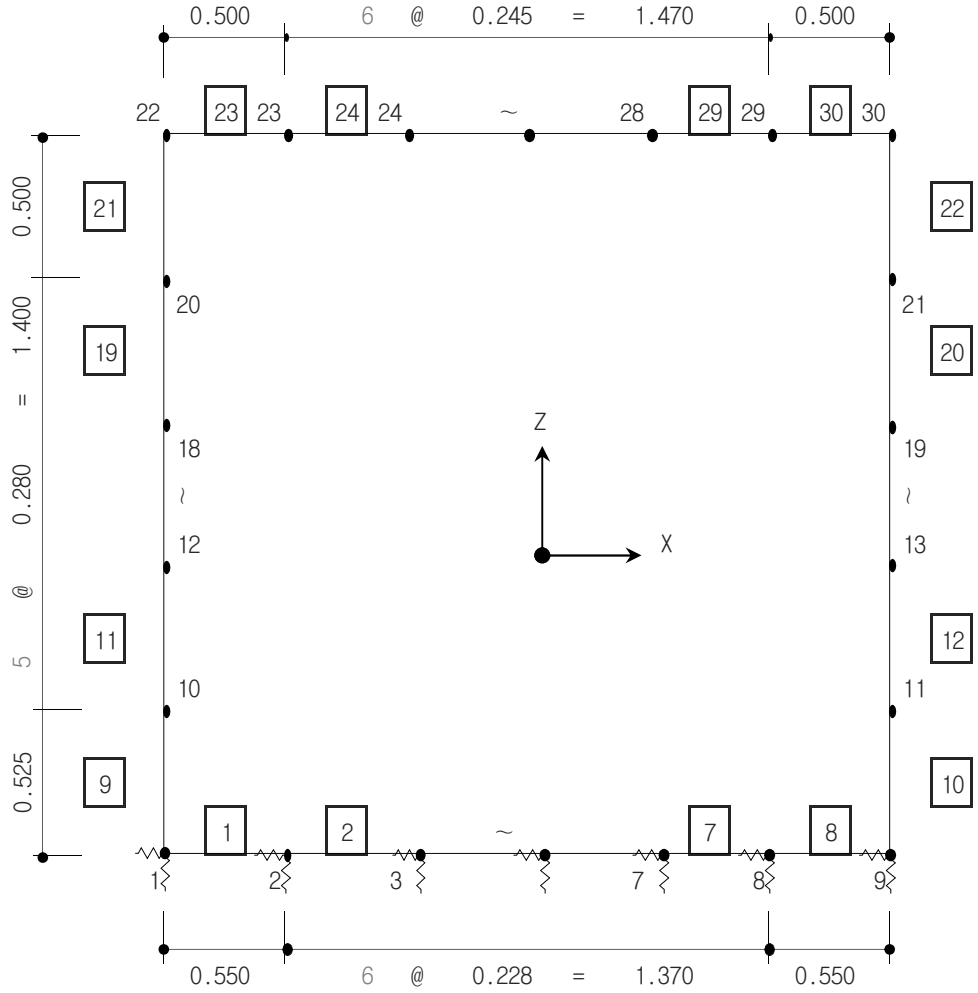
2. 단면 가정



※ 유효경간

Skew =	71.0	°				
Ln =	2.400	m				
Ls =	2.538	m				
Ls/B =	2.538	/	18.000	=	0.141	< 1.500
L =	2.470	m				

3. 해석모델 및 단면제원



1) 절점 좌표

Joint	좌 표			Joint	좌 표		
	X	Y	Z		X	Y	Z
1	0.000	0.000	0.000	13	2.470	0.000	0.805
2	0.550	0.000	0.000	14	0.000	0.000	1.085
3	0.778	0.000	0.000	15	2.470	0.000	1.085
4	1.007	0.000	0.000	16	0.000	0.000	1.365
5	1.235	0.000	0.000	17	2.470	0.000	1.365
6	1.463	0.000	0.000	18	0.000	0.000	1.645
7	1.692	0.000	0.000	19	2.470	0.000	1.645
8	1.920	0.000	0.000	20	0.000	0.000	1.925
9	2.470	0.000	0.000	21	2.470	0.000	1.925
10	0.000	0.000	0.525	22	0.000	0.000	2.425
11	2.470	0.000	0.525	23	0.500	0.000	2.425
12	0.000	0.000	0.805	24	0.745	0.000	2.425

Joint	좌 표			Joint	좌 표		
	X	Y	Z		X	Y	Z
25	0.990	0.000	2.425	28	1.725	0.000	2.425
26	1.235	0.000	2.425	29	1.970	0.000	2.425
27	1.480	0.000	2.425	30	2.470	0.000	2.425

2) 경계 조건

joint	spring계수 (kN/m²)		joint	spring계수 (kN/m²)	
	z방향(수직)	x방향(수평)		z방향(수직)	x방향(수평)
1 , 9	23715		3 ~ 7	11400	
2 , 8	19430				

3) 단면제원

Element	두께	폭	비 고
23 ~ 30	0.400	1.000	상부슬래브
1 ~ 8	0.450	1.000	하부슬래브
9 ~ 22	0.400	1.000	벽 체

4) 강역설정

(1) 강역설정기준(콘크리트구조설계기준 2012)

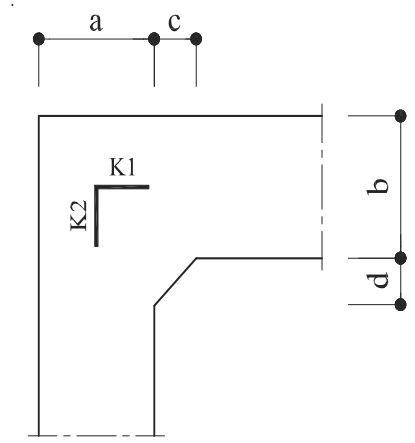
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

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

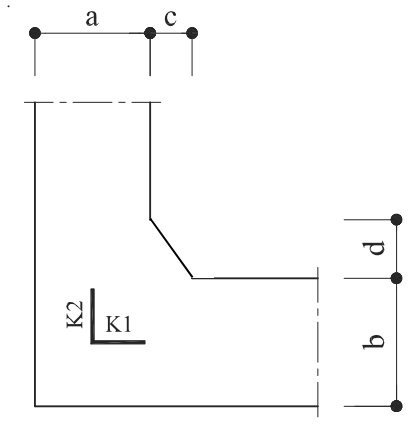
(2) 강역설정

- 절점 22 , 30



a =	400	mm	c =	300	mm
b =	400	mm	d =	300	mm
K1 =	300	mm	K2 =	300	mm

- 절점 1 , 9

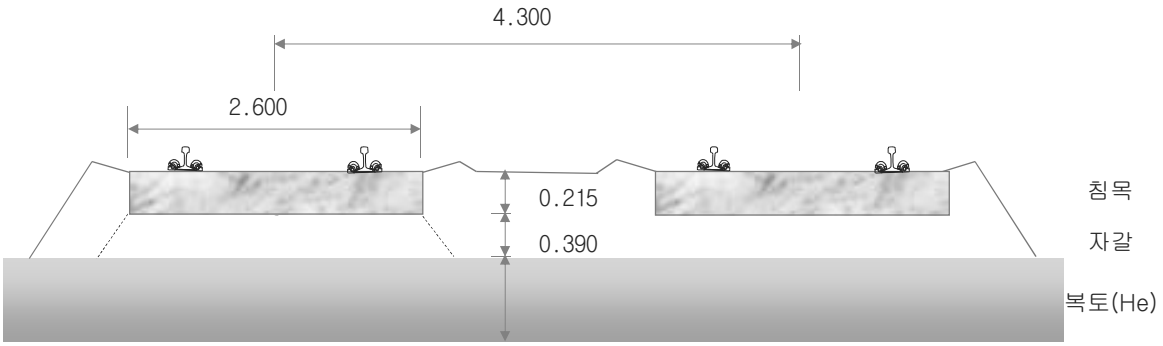


a =	400	mm	c =	300	mm
b =	450	mm	d =	300	mm
K1 =	275	mm	K2 =	325	mm

4. 하중산정

4.1 상시

1) 상부 고정하중(지하수 無)



① 하중 분포폭 산정 (b')

① He < 0.5m 경우 : b + d

b_1 = 2.600 + 0.390 = 2.990 m

② He ≥ 0.5m 경우 : c + b + (d + He)

b_2 = 4.300 + 2.600 + (0.390 + 7.578) = 14.590 m

여기서, He : 시공기면에서의 토피고(m)

a : 동륜간 축간거리(m) c : 복선선로 중심간격(m)

b : 침목길이(m) d : 침목하면의 도상두께(m)

H : 상부슬래브 두께

He ≥ 0.5 m

∴ b' = 14.590 m

② 구조물 자중 : 프로그램 상에서 Self Weight 기능을 이용하여 자동 고려

③ 궤도 중량

- 레일 : 레일당 1.5kN/m를 적용

q_1 = 4 × 1.500 / 14.590 = 0.411 kN/㎡

- 침목 : 고속철도용 5.0kN/m

q_2 = 5.000 × 2 / 14.590 = 0.685 kN/㎡

= 1.096 kN/㎡

④ 도상 (q_2)

TCL = 0.215 × 19.000 × 1.3 = 5.311 kN/㎡

HSB = 0.390 × 19.000 × 1.3 = 9.633 kN/㎡

= 14.944 kN/㎡

⑤ 복토하중 (q_3) = 20.000 × 7.578 = 151.560 kN/㎡

∴ $q_1 + q_2 + q_3$ = 1.096 + 14.944 + 151.560 = 167.600 kN/㎡

2) 활하중

① 활하중 산정 : KRL 2012

$$W_{HL} = \frac{2P}{a \times b'} = \frac{2\times(220+80x3)}{3.000 \times 14.590} = 21.019 \text{ kN/㎡}$$

∴ W = 21.019 kN/㎡

② 충격계수

1) 단선 (i_0) (철도설계기준 노반편(2013) p.5-7)

지 간 L (m)	0	5	10	20	30	40	50	70	100
충격계수 (i)	0.60	0.48	0.43	0.37	0.34	0.32	0.30	0.27	0.24

* 상기표에 없는 지간의 충격 계수는 보간법으로 구한다.

지 간 L (m) = 2.470 m

따라서 i_0 = 0.541 (보간법에 의하여 산정된 충격계수)

2) 구조물 상면의 복토높이에 따른 충격 계수

H ≥ 1.0일 경우 $i = io \cdot \{(2.5 - H)/1.5\}$

여기서, H ≤ 1.0 m 에서는 $i = i_o$

H ≥ 2.5 m 에서는 i = 0

따라서, 본 구조물의 H = 8.183 m i = 0.000

W_L = 21.019 ×(1 + 0.000) = 21.019 kN/㎡

③ 활하중에 의한 측압 (충격비고려)(철도설계기준 노반편(2013) p.5-6)

W_{LH} = 21.019 × 0.4 = 8.408 kN/㎡

3) 토 압

- 지하수가 없는 경우 작용 토압

q_1 = 0.426 ×(16.040 + 20.000 × 7.778) = 73.102 kN/㎡

q_2 = 73.102 + 0.426 ×(20.000 × 0.500) = 77.362 kN/㎡

q_3 = 77.362 + 0.426 ×(20.000 × 0.280) = 79.748 kN/㎡

q_4 = 79.748 + 0.426 ×(20.000 × 0.280) = 82.134 kN/㎡

q_5 = 82.134 + 0.426 ×(20.000 × 0.280) = 84.520 kN/㎡

q_6 = 84.520 + 0.426 ×(20.000 × 0.280) = 86.906 kN/㎡

q_7 = 86.906 + 0.426 ×(20.000 × 0.280) = 89.292 kN/㎡

q_8 = 89.292 + 0.426 ×(20.000 × 0.525) = 93.765 kN/㎡

- 시공중 편토압 산정 (지하수가 없는 경우 작용 토압)

q_1 = 0.426 ×(0.000 + 20.000 × 0.200) = 1.704 kN/㎡

q_2 = 1.704 + 0.426 ×(20.000 × 0.500) = 5.964 kN/㎡

q_3 = 5.964 + 0.426 ×(20.000 × 0.280) = 8.350 kN/㎡

q_4 = 8.350 + 0.426 ×(20.000 × 0.280) = 10.736 kN/㎡

q_5 = 10.736 + 0.426 ×(20.000 × 0.280) = 13.122 kN/㎡

q_6 = 13.122 + 0.426 ×(20.000 × 0.280) = 15.508 kN/㎡

q_7 = 15.508 + 0.426 ×(20.000 × 0.280) = 17.894 kN/㎡

q_8 = 17.894 + 0.426 ×(20.000 × 0.525) = 22.367 kN/㎡

4) 온도하중

토피가 1.0m 이상일 경우에는 온도변화를 고려치 않으며, 토피가 1.0m 이하일 경우에는 다음식을 따른다.

$t = a \times t_0$ = 0.000 × 15.0 = 0.000 ℃

t : 박스 구조물의 상부 슬래브에 작용하는 온도변화

a : 토피심도(m)에 따른 저감률 $a=1-h_0$ (h_0:토피심도)

t_0 : 지표면에서의 기본온도 변화

상부슬래브의 두께가 700mm 이상인 경우 $t_0 = \pm 10$℃

상부슬래브의 두께가 700mm 미만인 경우 $t_0 = \pm 15$℃

토피고 H > 1.0m 이므로 온도변화는 고려하지 않는다.

5) 건조수축

$$\Delta Tx = \frac{\varepsilon}{\alpha} = \frac{-0.00015}{0.00001} = -15\,^{\circ}C$$

6) 장대레일 하중

장대레일 종하중은 필요시에 고려하여야 하며, 1궤도당 10 kN/m로 하고 작용위치는 상부슬래브 축선으로 한다. (단, 토피가 1.0m 이상인 경우는 이를 무시한다.)

토피가 8.183 m 이므로 장대레일 하중을 무시한다.

H_r = 0.000 × 4 / 14.590 = 0.000 kN/㎡

7) 상시 지반반력 계수

지지 지반 N치 = 26

Eo = 2800 × N = 2800 × 26 = 72800

Kvo = 1 / 0.3 x α x Eo = 1 / 0.3 × 1 x 72800 = 242667

Bv = √ Av = √ (2.470 × 2.470) = 2.470

Kv = Kvo (Bv/0.3)^-3/4 = 49926 kN/㎡

49926 × (0.400 / 2 + 0.550 / 2) = 23715 kN/m² - 저판 단부 스프링

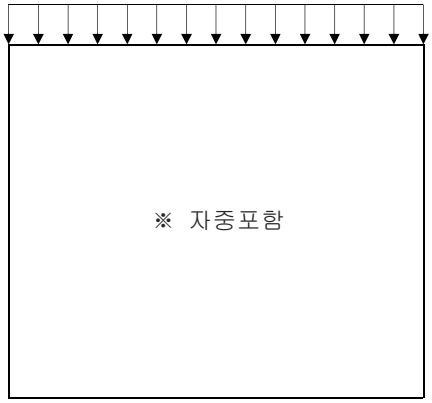
49926 × (0.550 / 2 + 0.228 / 2) = 19430 kN/m² - 저판 전단검토위치

49926 × (0.228 / 2 + 0.228 / 2) = 11400 kN/m² - 저판 중앙부 스프링

5. 하중재하도

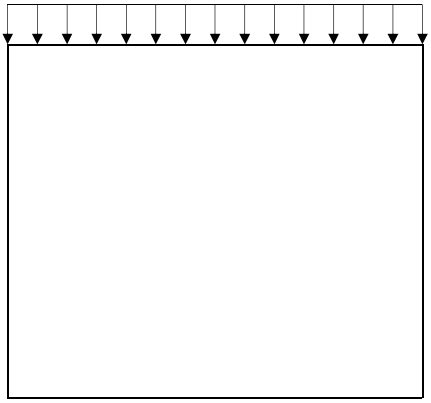
① 고정하중

W_D = 167.600 kN/㎡



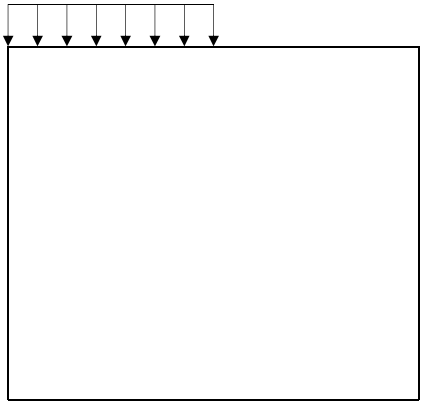
② 활하중(만재하)

W_L = 21.019 kN/㎡

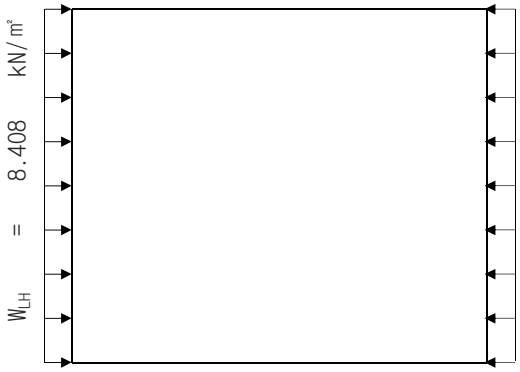


③ 활하중(편재하)

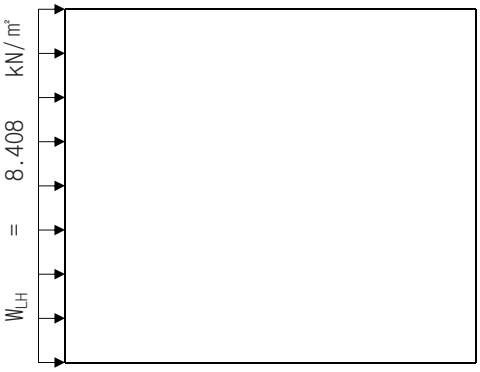
W_L = 21.019 kN/㎡



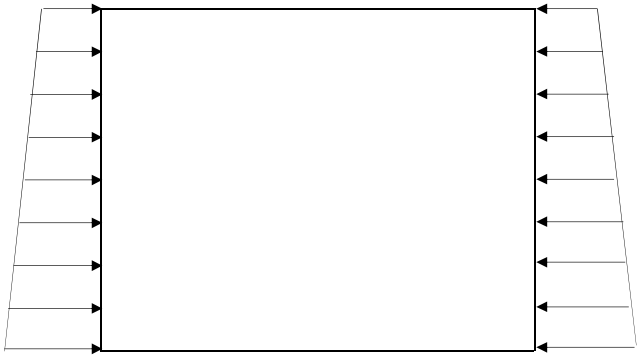
④ 활하중에 의한 측압(만재하)



⑤ 활하중에 의한 측압(편재하)



⑥ 수평토압(지하수 없는 경우)

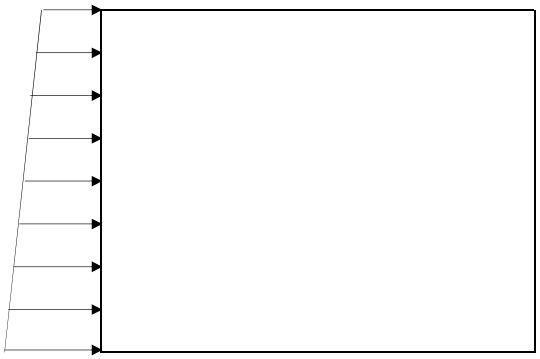


q_1 = 73.102 kN/㎡

q_7 = 93.765 kN/㎡

⑦ 편측토압(지하수 없는 경우)

q_1 = 1.704 kN/㎡



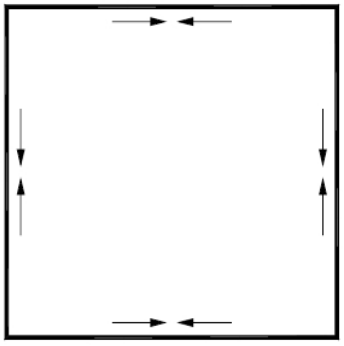
q_7 = 22.367 kN/㎡

⑧ 온도하중

△T = 0 °

⑨ 건조수축

△T = -15 °



⑩ 장대레일 종하중

Hr = 0.000 kN/m^2

6. 하중계수 및 하중조합

1) 극한하중 검토시

구분	고정하중	활하중		활하중 측압		수평토압 (지하수無)		온도하중		건조수축	장대레일	비고
				양측재하	편측재하	양측재하	편측재하					
		전경간	1/2	수평	수평	수평	수평	온도상승	온도하강			
	LC1	LC2	LC3	LC4	LC5	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10	LC11	
1	1.35	1.85		1.85		1.6						
2	1.35	1.85		1.85		0.6						
3	1.35		1.85		1.85	1.6						
4	1.35		1.85		1.85	0.6						
5	1.6	1.60		1.60		1.6						
6	1.6	1.60		1.60		0.6						
7	1.6		1.6		1.6	1.6						
8	1.6		1.6		1.6	0.6						
9	1.35	1.40		1.40		1.6		1.35		1.35		
10	1.35	1.40		1.40		0.6		1.35		1.35		
11	1.35	1.40		1.40		1.6			1.35	1.35	1.40	
12	1.35	1.40		1.40		0.6			1.35	1.35	1.40	
13	1.35		1.40		1.40	1.6		1.35		1.35		
14	1.35		1.40		1.40	0.6		1.35		1.35		
15	1.35		1.40		1.40	1.6			1.35	1.35	1.4	
16	1.35		1.40		1.40	0.6			1.35	1.35	1.4	
17	1.35		1.85		1.85		1.60					
18	1.35		1.85		1.85		0.60					
19	1.60		1.60		1.60		1.60					
20	1.60		1.60		1.60		0.60					

2) 사용하중 검토시

구분	고정하중	활하중		활하중 측압		수평토압 (지하수無)		온도하중		건조수축	장대레일	비고
				양측재하	편측재하	양측재하	편측재하					
		전경간	1/2	수평	수평	수평	수평	온도상승	온도하강			
	LC1	LC2	LC3	LC4	LC5	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10	LC11	
21	1.0	1.0		1.0		1.0						
22	1.0	1.0		1.0		0.5						
23	1.0		1.0		1.0	1.0						
24	1.0		1.0		1.0	0.5						
25	1.0	1.0		1.0		1.0		1.0			1.0	
26	1.0	1.0		1.0		0.5		1.0			1.0	
27	1.0	1.0		1.0		1.0			1.0	1.0	1.0	
28	1.0	1.0		1.0		0.5			1.0	1.0	1.0	
29	1.0		1.0		1.0	1.0		1.0			1.0	
30	1.0		1.0		1.0	0.5		1.0			1.0	
31	1.0		1.0		1.0	1.0			1.0	1.0	1.0	
32	1.0		1.0		1.0	0.5			1.0	1.0	1.0	
33	1.0					1.0						
34	1.0		1.0		1.0		1.0					
35	1.0		1.0		1.0		0.5					

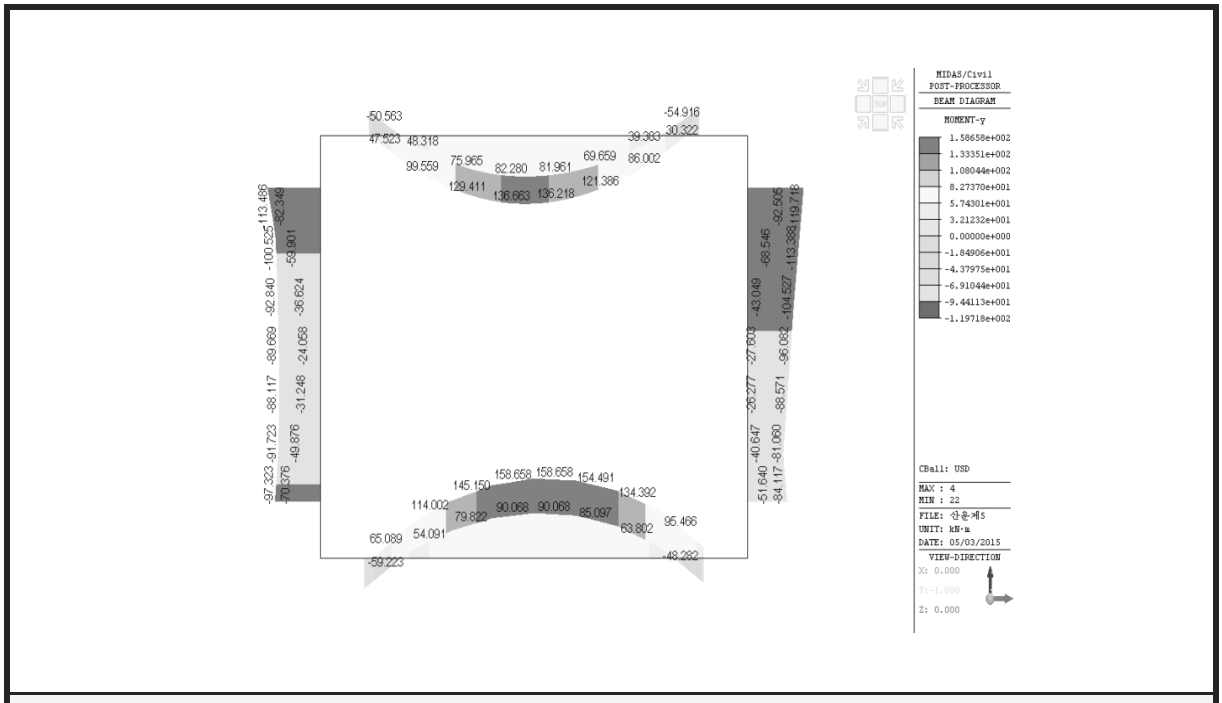
9. 단면력 요약

구분	위치	부재	극한하중			사용하중	비고
			Mu(kN · m)	Su(kN)	Pu(kN)	M(kN · m)	
상부슬래브	단부	23,30	-54.92	313.31	-	-34.32	
	중앙부	26,27	136.66	94.16	-	85.26	
벽체	상단부 (축력최대)	21,22	-100.53	139.66	-413.30	-47.23	
	상단부 (모멘트최대)	21,22	-119.72	139.66	-380.55	-74.82	
	중앙부 (축력최대)	15,16	-72.00	41.90	-426.47	-21.05	
	중앙부 (모멘트최대)	15,16	-96.08	-15.96	-394.68	-60.00	
	하단부 (축력최대)	9,10	-84.12	-131.16	-443.48	-33.42	
	하단부 (모멘트최대)	9,10	-97.32	-131.16	-424.00	-60.83	
하부슬래브	단부	1,8	-59.22	306.94	-	-35.47	
	중앙부	4,5	158.66	64.77	-	98.87	

-'전단력과 사용하중 상태에서의 모멘트는 선택 부재에서의 최대값 적용

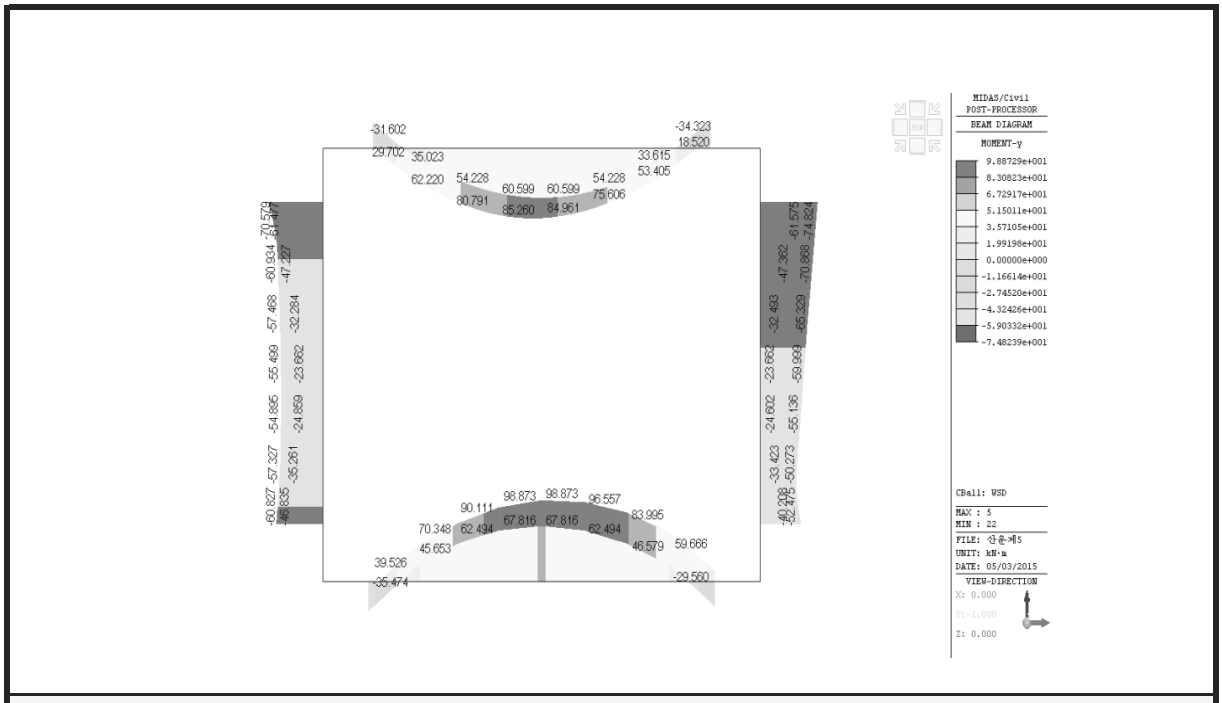
10. 단면력도

(1) 극한하중 모멘트도



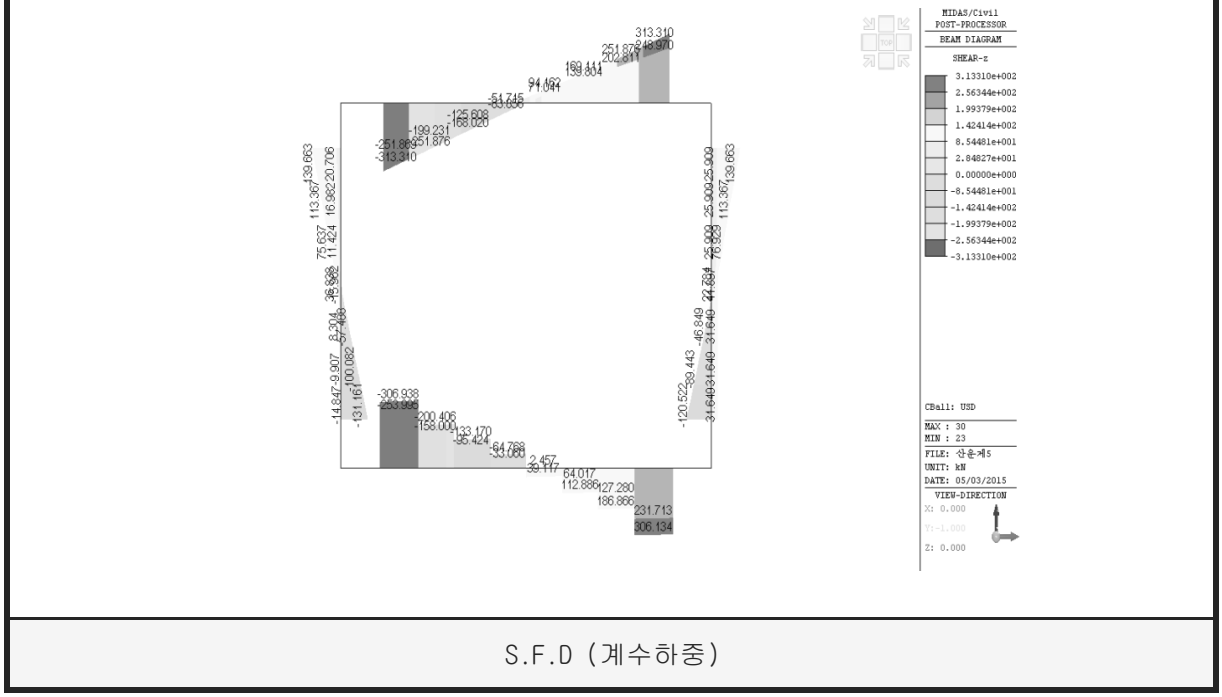
B.M.D (계수하중)

(2) 사용하중 모멘트도



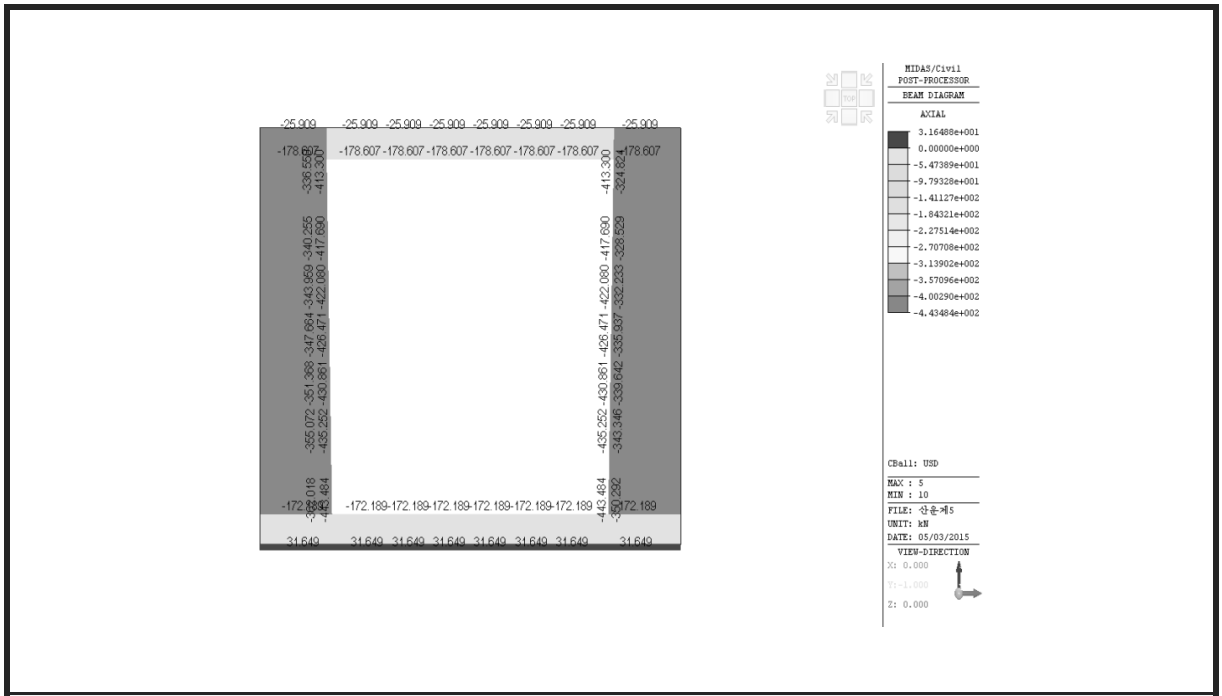
B.M.D (사용하중)

(3) 극한하중 전단력도



S.F.D (계수하중)

(4) 극한하중 축력도



A.F.D (계수하중)

11. 단면검토

① 상부 슬래브 단부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	34.320
B (mm)	**H (mm)**	**d (mm)**	**피복 (mm)**	**Mu (kN.m)**	**Su (kN)**
1000.0	500.0	400.0	100.0	54.920	313.310

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 300.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 24.922 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 384.284 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00397

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.00350
Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342
적용 = 0.0035

As(req) = 384.284 mm^2 As(min) = 1400.000 mm^2

4/3×As(req) = 512.379 mm^2 ※ As = 512.379 mm^2

사용철근량 = H16 × 8ea = 1588.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 221659907 N · mm

= 221.660 kN · m > 54.920 kN · m ----- ∴ O.K. [사용률 = 4.036]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 232.782 kN

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (313.3 - 232.782)×10³ ×150.0 / (400.0×300.0×0.85)

= 118.423 ㎟

Use Av = 253.400 ㎟ (H13×2 EA, 간격 s = 150.0 mm)

Øv · As = Øv · Av · fy · D / (s × B) = 172.312 kN

s = 150.0 mm ≥ Min (600, 0.5D) = 150.0 mm ----- ∴ O.K.

Øv · Vn = Øv · Vc + Øv · Vs = 405.094 kN > Vu ----- ∴ O.K.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 34.32 × 1000000 / [1588.8×(400 - 83.857/3)]

= 58.060 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×400/(7×1588.8)]

= 83.857 mm

사용철근량 = 1588.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 58.06) - 2.5 × 92 = 1126.348 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 58.06) = 1085.078 mm

Sa는 작은 값인 1085.078 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 1085.078 mm) ----- ∴ O.K.

② 상부슬래브 중앙부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	85.260
B (mm)	**H (mm)**	**d (mm)**	**피복 (mm)**	**Mu (kN.m)**	**Vu (kN)**
1000.0	400.0	300.0	100.0	136.660	94.160

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 300.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 24.922 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02719 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 1310.253 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00530

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 :
- Pmin = 1.4 / fy = 0.00350
- Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342
- 적용 = 0.0035

As(req) = 1310.253 mm^2 As(min) = 1050.000 mm^2

4/3×As(req) = 1747.004 mm^2 ※ As = 1310.253 mm^2

사용철근량 = H16 × 8ea = 1588.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 164463107 N · mm

= 164.463 kN · m > 136.660 kN · m ----- ∴ O.K. [사용률 = 1.203]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 232.782 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 85.26 × 1000000 / [1588.8×(300 - 71.32/3)]

= 194.272 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×300/(7×1588.8)]

= 71.320 ㎜

사용철근량 = 1588.800 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 $㎟$)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 194.272) - 2.5 × 92 = 175.359 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 194.272) = 324.287 ㎜

Sa는 작은 값인 175.359 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 175.359 ㎜) ----- ∴ O.K.

③ 하부슬래브 단부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	35.470
B (mm)	**H (mm)**	**d (mm)**	**피복 (mm)**	**Mu (kN.m)**	**Vu (kN)**
1000.0	550.0	450.0	100.0	59.220	306.940

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 350.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 24.922 ㎜

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04229 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 367.915 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00353

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.00350
Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342
적용 = 0.0035

As(req) = 367.915 mm^2 As(min) = 1575.000 mm^2

4/3×As(req) = 490.553 mm^2 ※ As = 490.553 mm^2

사용철근량 = H16 × 8ea = 1588.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 250258307 N · mm

= 250.258 kN · m > 59.220 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 4.226]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 271.579 kN

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (306.9 - 271.579)×10³ ×150.0 / (400.0×350.0×0.85)

= 44.573 ㎟

Use Av = 253.400 ㎟ (H13×2 EA, 간격 s = 150.0 mm)

Øv · As = Øv · Av · fy · D / (s × B) = 201.031 kN

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 175.0 mm ----- ∴ O.K

Øv · Vn = Øv · Vc + Øv · Vs = 472.610 kN > Vu ----- ∴ O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 35.47 × 1000000 / [1588.8×(450 - 89.542/3)]

= 53.136 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×450/(7×1588.8)]

= 89.542 mm

사용철근량 = 1588.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 53.136) - 2.5 × 92 = 1252.060 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 53.136) = 1185.648 mm

Sa는 작은 값인 1185.648 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 1185.648 mm) ----- ∴ O.K.

④ 하부슬래브 중앙부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	98.870
B (mm)	**H (mm)**	**d (mm)**	**피복 (mm)**	**Mu (kN.m)**	**Vu (kN)**
1000.0	450.0	350.0	100.0	158.660	64.770

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 350.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 24.922 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03222 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 1296.897 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00454

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.00350
Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342
적용 = 0.0035

As(req) = 1296.897 mm^2 As(min) = 1225.000 mm^2

4/3×As(req) = 1729.196 mm^2 ※ As = 1296.897 mm^2

사용철근량 = H16 × 8ea = 1588.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 193061507 N · mm

= 193.062 kN · m > 158.660 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.217]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 271.579 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 98.87 × 1000000 / [1588.8×(350 - 77.81/3)]

= 192.028 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×350/(7×1588.8)]

= 77.810 ㎜

사용철근량 = 1588.800 ㎟ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 192.028) - 2.5 × 92 = 180.096 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 192.028) = 328.077 ㎜

Sa는 작은 값인 180.096 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 180.096 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑤ 벽체 상단부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	74.820
B (mm)	**H (mm)**	**d (mm)**	**피복 (mm)**	**Mu (kN.m)**	**Vu (kN)**
1000.0	500.0	400.0	100.0	119.720	139.660

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 300.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 24.922 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 845.403 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00397

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 :
- Pmin = 1.4 / fy = 0.00350
- Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342
- 적용 = 0.0035

As(req) = 845.403 mm^2 As(min) = 1400.000 mm^2

4/3×As(req) = 1127.204 mm^2 ※ As = 1127.204 mm^2

사용철근량 = H16 × 8ea = 1588.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 221659907 N · mm

= 221.660 kN · m > 119.720 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.851]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 232.782 kN

1/2 x Φv x Vc = 116.391 kN ≤ Vu ≤Φv x Vc ∴ 슬래브이므로 최소전단 철근 배근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 74.82 × 1000000 / [1588.8×(400 - 83.857/3)]

= 126.576 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×400/(7×1588.8)]

= 83.857 ㎜

사용철근량 = 1588.800 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 $㎟$)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 126.576) - 2.5 × 92 = 392.158 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 126.576) = 497.726 ㎜

Sa는 작은 값인 392.158 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 392.158 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑥ 벽체 중앙부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	60.000
B (mm)	**H (mm)**	**d (mm)**	**피복 (mm)**	**Mu (kN.m)**	**Vu (kN)**
1000.0	400.0	300.0	100.0	96.080	15.960

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 300.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 24.922 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02719 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 911.343 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00530

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 :
- Pmin = 1.4 / fy = 0.00350
- Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342
- 적용 = 0.0035

As(req) = 911.343 mm^2 As(min) = 1050.000 mm^2

4/3×As(req) = 1215.124 mm^2 ※ As = 1050.000 mm^2

사용철근량 = H16 × 8ea = 1588.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 164463107 N · mm

= 164.463 kN · m > 96.080 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.712]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 232.782 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 60 × 1000000 / [1588.8×(300 - 71.32/3)]

= 136.715 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×300/(7×1588.8)]

= 71.320 ㎜

사용철근량 = 1588.800 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 $㎟$)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 136.715) - 2.5 × 92 = 346.015 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 136.715) = 460.812 ㎜

Sa는 작은 값인 346.015 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 346.015 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑦ 벽체 하단부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	60.830
B (mm)	**H (mm)**	**d (mm)**	**피복 (mm)**	**Mu (kN.m)**	**Vu (kN)**
1000.0	500.0	400.0	100.0	97.320	131.160

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 300.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 24.922 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 685.035 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00397

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 :
- Pmin = 1.4 / fy = 0.00350
- Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342
- 적용 = 0.0035

As(req) = 685.035 mm^2 As(min) = 1400.000 mm^2

4/3×As(req) = 913.380 mm^2 ※ As = 913.380 mm^2

사용철근량 = H16 × 8ea = 1588.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 221659907 N · mm

= 221.660 kN · m > 97.320 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 2.278]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 232.782 kN

1/2 x Φv x Vc = 116.391 kN ≤ Vu ≤Φv x Vc ∴ 슬래브이므로 최소전단 철근 배근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 60.83 × 1000000 / [1588.8×(400 - 83.857/3)]

= 102.908 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×400/(7×1588.8)]

= 83.857 ㎜

사용철근량 = 1588.800 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 $㎟$)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 102.908) - 2.5 × 92 = 535.245 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 102.908) = 612.196 ㎜

Sa는 작은 값인 535.245 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 535.245 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑤ 벽체 상단부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	413.30	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	100.53	(kN·m)		
설계전단력	:	Vu	=	139.66	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	47.23	(kN.m)		
부 재 높 이	:	H	=	500.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85	
유효높이(휨)	:	d	=	400.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70	
유효높이(전단)	:	d	=	300.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	243.24	(mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 16 @ 8 EA = 15.888 cm^2 , d1 = 10.0 cm

$\sum$ = 15.888 cm^2

Asf = H 16 @ 4 EA = 7.944 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0012) < Puse (0.0048) < Pmax (0.0800) ---------- 0.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 500.00 x 1000.00 = 12540000.000 N

Cs = As x fy = 635520.00 N , Cs' = Asf x fy = 317760.000 N

Xp = (12540000.00 x 250.0 + 635520.0 x 100.0 + 317760.0 x 400.0) / 13493280.000

= 246.468 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 240.000 mm, ab = k1 x cb = 200.640 mm

fs' = 600 x (240.000 - 100.0) / 240.0 = 350 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 200.640 x 1000 = 5032051.200 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 256591.200 N

Ts = As x fs = 635520.000 N

Pb = 5032051.200 + 256591.200 - 635520.000 = 4653122.400 N

Mb = 5032051.200x(400.0-200.640/2)+256591.200x(400.0-100.0)-4653122.400x(246.468-100.0)

= 903450909.646 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 194.160 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 175.166 mm , a = k1 x c = 146.439 mm 사용

fs = 600 x (400.000 - 175.166) / 175.166 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (175.166 - 100.000) / 175.166 = 257.4682 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 146.439 x 1000 = 3672688.695 N

Cs = 794.400 x (257.468 - 0.836 x 30) = 184609.158 N

Ts = 1588.800 x 400.000 = 635520.000 N

Pn = 3672688.695 + 184609.158 - 635520.000 = 3221777.853 N

Mn' = 3672688.695 x (400.0 - 146.439 / 2) + 184609.158 x (400.0 - 100.0)

= 1255545899.918 N.mm

- 편심오차 : |e' - Mn'/Pn| = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 389.704933 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 10914006.720 N ≥ Pn = 3221777.853

ΦPn = 2255244.497 > ΦPb = 3257185.680 , 0.1 x fck x Ag = 1500000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 3221777.853 = 2255.244 kN ≥ Pu = 413.300 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 243.237 = 548.560 kN.m ≥ Mu = 100.530 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 246526.206 N

여기서 , 1/2ϕVc< Vu ≤ ϕVc 이므로 최소 전단 철근 필요

- 계산된 스터럽 : min.Av = 0.35x(bo x s / fy)= 1.31㎠

- 배근할 스터럽 : H 13 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm O.K !!!

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 2.534 ㎠ O.K !!!

.

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 47.23 × 1000000 / [1588.8×(400 - 83.857/3)]

= 79.901 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×400/(7×1588.8)]

= 83.857 ㎜

사용철근량 = 1588.800 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 79.901) - 2.5 × 92 = 755.599 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 79.901) = 788.479 ㎜

Sa는 작은 값인 755.599 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 755.599 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑥ 벽체 상단부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	380.55	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	119.72	(kN·m)			
설계전단력	:	Vu	=	139.66	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	74.82	(kN.m)			
부 재 높 이	:	H	=	500.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa	
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85		
유효높이(휨)	:	d	=	400.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70		
유효높이(전단)	:	d	=	300.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	314.60	(mm)	

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 16 @ 8 EA = 15.888 cm^2 , d1 = 10.0 cm

$\sum$ = 15.888 cm^2

Asf = H 16 @ 4 EA = 7.944 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0012) < Puse (0.0048) < Pmax (0.0800) ---------- 0.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 500.00 x 1000.00 = 12540000.000 N

Cs = As x fy = 635520.00 N , Cs' = Asf x fy = 317760.000 N

Xp = (12540000.00 x 250.0 + 635520.0 x 100.0 + 317760.0 x 400.0) / 13493280.000

= 246.468 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 240.000 mm, ab = k1 x cb = 200.640 mm

fs' = 600 x (240.000 - 100.0) / 240.0 = 350 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 200.640 x 1000 = 5032051.200 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 256591.200 N

Ts = As x fs = 635520.000 N

Pb = 5032051.200 + 256591.200 - 635520.000 = 4653122.400 N

Mb = 5032051.200x(400.0-200.640/2)+256591.200x(400.0-100.0)-4653122.400x(246.468-100.0)

= 903450909.646 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 194.160 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 120.914 mm , a = k1 x c = 101.084 mm 사용

fs = 600 x (400.000 - 120.914) / 120.914 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (120.914 - 100.000) / 120.914 = 103.7795 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 101.084 x 1000 = 2535189.328 N

Cs = 794.400 x (103.780 - 0.836 x 30) = 62518.919 N

Ts = 1588.800 x 400.000 = 635520.000 N

Pn = 2535189.328 + 62518.919 - 635520.000 = 1962188.247 N

Mn' = 2535189.328 x (400.0 - 101.084 / 2) + 62518.919 x (400.0 - 100.0)

= 904697736.220 N.mm

- 편심오차 : |e' - Mn'/Pn| = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 461.064868 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 10914006.720 N ≥ Pn = 1962188.247

ΦPn = 1373531.773 < ΦPb = 3257185.680 , 0.1 x fck x Ag = 1500000.000

∴ Φ = 0.720

ΦPn = 0.72 x 1962188.247 = 1412.776 kN ≥ Pu = 380.550 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 314.597 = 444.455 kN.m ≥ Mu = 119.720 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 245437.119 N

여기서 , 1/2ϕVc< Vu ≤ ϕVc 이므로 최소 전단 철근 필요

- 계산된 스터럽 : min.Av = 0.35x(bo x s / fy)= 1.31㎠

- 배근할 스터럽 : H 13 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm O.K !!!

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 2.534 ㎠ O.K !!!

.

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 74.82 × 1000000 / [1588.8×(400 - 83.857/3)]

= 126.576 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×400/(7×1588.8)]

= 83.857 ㎜

사용철근량 = 1588.800 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 ㎠)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 126.576) - 2.5 × 92 = 392.158 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 126.576) = 497.726 ㎜

Sa는 작은 값인 392.158 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 392.158 mm) ----- ∴ O.K.

⑦ 벽체 중앙부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	426.47	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	72.00	(kN·m)		
설계전단력	:	Vu	=	41.90	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	21.05	(kN.m)		
부 재 높 이	:	H	=	400.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85	
유효높이(휨)	:	d	=	300.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70	
유효높이(전단)	:	d	=	300.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	168.83	(mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 16 @ 8 EA = 15.888 cm^2 , d1 = 10.0 cm

$\sum$ = 15.888 cm^2

Asf = H 16 @ 8 EA = 15.888 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0012) < Puse (0.0079) < Pmax (0.0800) ---------- 0.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 400.00 x 1000.00 = 10032000.000 N

Cs = As x fy = 635520.00 N , Cs' = Asf x fy = 635520.000 N

Xp = (10032000.00 x 200.0 + 635520.0 x 100.0 + 635520.0 x 300.0) / 11303040.000

= 200.000 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 180.000 mm, ab = k1 x cb = 150.480 mm

fs' = 600 x (180.000 - 100.0) / 180.0 = 266.6667 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 150.480 x 1000 = 3774038.400 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 380782.400 N

Ts = As x fs = 635520.000 N

Pb = 3774038.400 + 380782.400 - 635520.000 = 3519300.800 N

Mb = 3774038.400x(300.0-150.480/2)+380782.400x(300.0-100.0)-3519300.800x(200.000-100.0)

= 572479270.784 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 162.668 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 180.195 mm , a = k1 x c = 150.643 mm 사용

fs = 600 x (300.000 - 180.195) / 180.195 = 398.9173 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (180.195 - 100.000) / 180.195 = 267.0276 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 150.643 x 1000 = 3778129.038 N

Cs = 1588.800 x (267.028 - 0.836 x 30) = 384406.302 N

Ts = 1588.800 x 398.917 = 633799.782 N

Pn = 3778129.038 + 384406.302 - 633799.782 = 3528735.558 N

Mn' = 3778129.038 x (300.0 - 150.643 / 2) + 384406.302 x (300.0 - 100.0)

= 925745429.831 N.mm

- 편심오차 : |e' - Mn'/Pn| = 6.483 > 0.001 (e' = e + Xp - dc = 268.827819 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 9112008.960 N ≥ Pn = 3528735.558

ΦPn = 2470114.891 > ΦPb = 2463510.560 , 0.1 x fck x Ag = 1200000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 3528735.558 = 2470.115 kN ≥ Pu = 426.470 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 168.828 = 417.024 kN.m ≥ Mu = 72.000 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 250509.690 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 21.05 × 1000000 / [1588.8×(300 - 71.32/3)]

= 47.964 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×300/(7×1588.8)]

= 71.320 ㎜

사용철근량 = 1588.800 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 $㎜^2$)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 47.964) - 2.5 × 92 = 1411.85 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 47.964) = 1313.48 ㎜

Sa는 작은 값인 1313.48 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 1313.479 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑧ 벽체 중앙부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	394.68	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	96.08	(kN·m)			
설계전단력	:	Vu	=	15.96	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	60.00	(kN.m)			
부 재 높 이	:	H	=	400.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa	
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85		
유효높이(휨)	:	d	=	300.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70		
유효높이(전단)	:	d	=	300.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	243.44	(mm)	

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 16 @ 8 EA = 15.888 cm^2 , d1 = 10.0 cm

$\sum$ = 15.888 cm^2

Asf = H 16 @ 8 EA = 15.888 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0012) < Puse (0.0079) < Pmax (0.0800) ---------- 0.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 400.00 x 1000.00 = 10032000.000 N

Cs = As x fy = 635520.00 N , Cs' = Asf x fy = 635520.000 N

Xp = (10032000.00 x 200.0 + 635520.0 x 100.0 + 635520.0 x 300.0) / 11303040.000

= 200.000 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 180.000 mm, ab = k1 x cb = 150.480 mm

fs' = 600 x (180.000 - 100.0) / 180.0 = 266.6667 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 150.480 x 1000 = 3774038.400 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 380782.400 N

Ts = As x fs = 635520.000 N

Pb = 3774038.400 + 380782.400 - 635520.000 = 3519300.800 N

Mb = 3774038.400x(300.0-150.480/2)+380782.400x(300.0-100.0)-3519300.800x(200.000-100.0)

= 572479270.784 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 162.668 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 114.055 mm , a = k1 x c = 95.350 mm 사용

fs = 600 x (300.000 - 114.055) / 114.055 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (114.055 - 100.000) / 114.055 = 73.93663 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 95.350 x 1000 = 2391371.208 N

Cs = 1588.800 x (73.937 - 0.836 x 30) = 77623.412 N

Ts = 1588.800 x 400.000 = 635520.000 N

Pn = 2391371.208 + 77623.412 - 635520.000 = 1833474.620 N

Mn' = 2391371.208 x (300.0 - 95.350 / 2) + 77623.412 x (300.0 - 100.0)

= 618927746.256 N.mm

- 편심오차 : |e' - Mn'/Pn| = 5.867 > 0.001 (e' = e + Xp - dc = 343.437722 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 9112008.960 N ≥ Pn = 1833474.620

ΦPn = 1283432.234 > ΦPb = 2463510.560 , 0.1 x fck x Ag = 1200000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 1833474.620 = 1283.432 kN ≥ Pu = 394.680 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 243.438 = 312.436 kN.m ≥ Mu = 96.080 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 249188.236 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 60 × 1000000 / [1588.8×(300 - 71.32/3)]

= 136.715 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×300/(7×1588.8)]

= 71.320 ㎜

사용철근량 = 1588.800 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 $㎟$)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 136.715) - 2.5 × 92 = 346.02 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 136.715) = 460.81 ㎜

Sa는 작은 값인 346.02 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 346.015 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑨ 벽체 하단부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	443.48	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	84.12	(kN·m)		
설계전단력	:	Vu	=	131.16	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	33.42	(kN.m)		
부 재 높 이	:	H	=	500.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85	
유효높이(휨)	:	d	=	400.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70	
유효높이(전단)	:	d	=	300.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	189.68	(mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 16 @ 8 EA = 15.888 cm^2 , d1 = 10.0 cm

$\sum$ = 15.888 cm^2

Asf = H 16 @ 4 EA = 7.944 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0012) < Puse (0.0048) < Pmax (0.0800) ---------- 0.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 500.00 x 1000.00 = 12540000.000 N

Cs = As x fy = 635520.00 N , Cs' = Asf x fy = 317760.000 N

Xp = (12540000.00 x 250.0 + 635520.0 x 100.0 + 317760.0 x 400.0) / 13493280.000

= 246.468 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 240.000 mm, ab = k1 x cb = 200.640 mm

fs' = 600 x (240.000 - 100.0) / 240.0 = 350 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 200.640 x 1000 = 5032051.200 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 256591.200 N

Ts = As x fs = 635520.000 N

Pb = 5032051.200 + 256591.200 - 635520.000 = 4653122.400 N

Mb = 5032051.200x(400.0-200.640/2)+256591.200x(400.0-100.0)-4653122.400x(246.468-100.0)

= 903450909.646 N.mm

eb > e → 압축파괴 (eb = Mb / Pb = 194.160 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 244.057 mm , a = k1 x c = 204.032 mm 사용

fs = 600 x (400.000 - 244.057) / 244.057 = 383.3752 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (244.057 - 100.000) / 244.057 = 354.1562 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 204.032 x 1000 = 5117122.219 N

Cs = 794.400 x (354.156 - 0.836 x 30) = 261418.129 N

Ts = 1588.800 x 383.375 = 609106.553 N

Pn = 5117122.219 + 261418.129 - 609106.553 = 4769433.794 N

Mn' = 5117122.219 x (400.0 - 204.032 / 2) + 261418.129 x (400.0 - 100.0)

= 1603246020.727 N.mm

- 편심오차 : |e' - Mn'/Pn| = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 336.149184 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 10914006.720 N ≥ Pn = 4769433.794

ΦPn = 3338603.656 > ΦPb = 3257185.680 , 0.1 x fck x Ag = 1500000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 4769433.794 = 3338.604 kN ≥ Pu = 443.480 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 189.682 = 633.272 kN.m ≥ Mu = 84.120 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 247529.830 N

여기서 , 1/2ϕVc< Vu ≤ ϕVc 이므로 최소 전단 철근 필요

- 계산된 스터럽 : min.Av = 0.35x(bo x s / fy)= 1.31㎠

- 배근할 스터럽 : H 13 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm O.K !!!

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 2.534 ㎠ O.K !!!

.

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 33.42 × 1000000 / [1588.8×(400 - 83.857/3)]

= 56.538 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×400/(7×1588.8)]

= 83.857 ㎜

사용철근량 = 1588.800 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 56.538) - 2.5 × 92 = 1162.87 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 56.538) = 1114.30 ㎜

Sa는 작은 값인 1114.30 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 1114.299 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑩ 벽체 하단부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	424.00	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	97.32	(kN·m)		
설계전단력	:	Vu	=	131.16	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	60.83	(kN.m)		
부 재 높 이	:	H	=	500.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85	
유효높이(휨)	:	d	=	400.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70	
유효높이(전단)	:	d	=	300.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	229.53	(mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 16 @ 8 EA = 15.888 cm^2 , d1 = 10.0 cm

$\sum$ = 15.888 cm^2

Asf = H 16 @ 4 EA = 7.944 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0012) < Puse (0.0048) < Pmax (0.0800) ---------- O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 500.00 x 1000.00 = 12540000.000 N

Cs = As x fy = 635520.00 N , Cs' = Asf x fy = 317760.000 N

Xp = (12540000.00 x 250.0 + 635520.0 x 100.0 + 317760.0 x 400.0) / 13493280.000

= 246.468 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 240.000 mm, ab = k1 x cb = 200.640 mm

fs' = 600 x (240.000 - 100.0) / 240.0 = 350 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 200.640 x 1000 = 5032051.200 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 256591.200 N

Ts = As x fs = 635520.000 N

Pb = 5032051.200 + 256591.200 - 635520.000 = 4653122.400 N

Mb = 5032051.200x(400.0-200.640/2)+256591.200x(400.0-100.0)-4653122.400x(246.468-100.0)

= 903450909.646 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 194.160 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 190.867 mm , a = k1 x c = 159.565 mm 사용

fs = 600 x (400.000 - 190.867) / 190.867 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (190.867 - 100.000) / 190.867 = 285.6452 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 159.565 x 1000 = 4001888.630 N

Cs = 794.400 x (285.645 - 0.836 x 30) = 206993.015 N

Ts = 1588.800 x 400.000 = 635520.000 N

Pn = 4001888.630 + 206993.015 - 635520.000 = 3573361.645 N

Mn' = 4001888.630 x (400.0 - 159.565 / 2) + 206993.015 x (400.0 - 100.0)

= 1343572802.047 N.mm

- 편심오차 : |e' - Mn'/Pn| = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 375.995877 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 10914006.720 N ≥ Pn = 3573361.645

ΦPn = 2501353.151 > ΦPb = 3257185.680 , 0.1 x fck x Ag = 1500000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 3573361.645 = 2501.353 kN ≥ Pu = 424.000 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 229.528 = 574.131 kN.m ≥ Mu = 97.320 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 246882.030 N

여기서 , 1/2ϕVc< Vu ≤ ϕVc 이므로 최소 전단 철근 필요

- 계산된 스터럽 : min.Av = 0.35x(bo x s / fy)= 1.31㎠

- 배근할 스터럽 : H 13 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm O.K !!!

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 2.534 ㎠ O.K !!!

.

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 60.83 × 1000000 / [1588.8×(400 - 83.857/3)]

= 102.908 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×400/(7×1588.8)]

= 83.857 ㎜

사용철근량 = 1588.800 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 102.908) - 2.5 × 92 = 535.245 ㎜

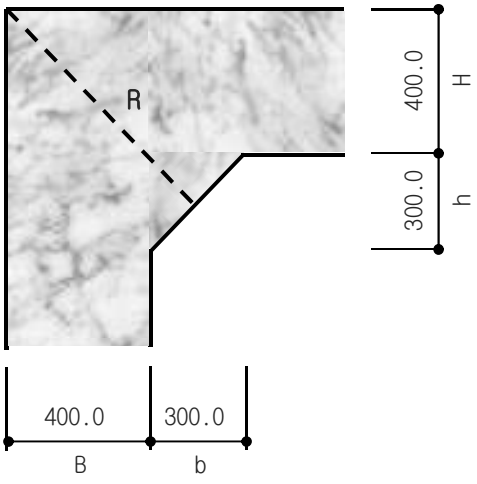
300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 102.908) = 612.196 ㎜

Sa는 작은 값인 535.245 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 535.245 mm) ----- ∴ O.K.

12. 우각부 검토

1) 상부 슬래브



CON'C 설계기준강도(fck) : 30.0 MPa

CON'C 허용휨인장응력(fta) = 0.13√fck Mpa

: 0.712 MPa

철근 항복강도(fy) : 400.0 MPa

철근 허용응력 : 180.0 MPa

사용 모멘트 Mo : 74.82 kN·m

R = √2 × b / (b+h) × [B + h + (H × h/b)]

= 777.82 mm

① 보강철근 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 74820000}{777.82^2 \times 1000.0} = 0.618 \text{ MPa}$$

f_{tmax} = 0.618 MPa < f_{ta} = 0.712 MPa 이므로 보강철근 필요없음.

② 소요 철근량

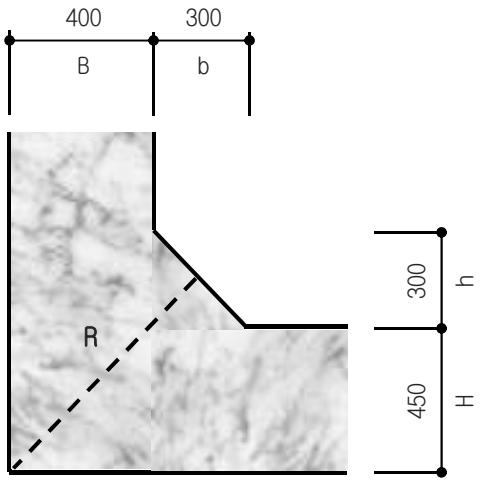
외측인장에 대한 보강 필요철근량(Asf)

$$Asf = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 0}{777.82 \times 180.0} = 0.00 \text{ ㎟}$$

▶ 보강 As = Asf - 주철근사용 As = 0.00 - 794.4 = -794.40 ㎟

----- 우각부 보강철근 필요없음

2) 하부 슬래브



CON'C 설계기준강도(fck)	:	30.0	MPa
CON'C 허용휨인장응력(fta) = 0.13√fck Mpa			
	:	0.712	MPa
철근 항복강도(fy)	:	400.0	MPa
철근 허용응력	:	180.0	MPa
사용 모멘트 Mo	:	60.83	kN · m

R = √ (B2 + H2) = 602.08 mm

① 보강철근 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 60830000}{602.08^2 \times 1000.0} = 0.839 \text{ MPa}$$

f_{tmax} = 0.839 MPa > f_{ta} = 0.712 MPa 이므로 보강철근 필요.

② 소요 철근량

외측인장에 대한 보강 필요철근량(Asf)

$$Asf = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 60830000}{602.08 \times 180.0} = 1122.59 \text{ ㎟}$$

▶ 보강 As = Asf - 주철근사용 As = 1122.59 - 794.4 = 328.19 ㎟

----- 우각부 보강철근 필요

외측인장에 대한 보강 사용철근량(As)

As = H16 @ 250 - 1 단 = 794.40 ㎟

Asf = 328.19 ㎟ < As = 794.40 ㎟ ----- ∴ O.K.

13. 배력철근 검토

1) 구조상세 - 철도설계기준(노반편) p.5-19

다. 종방향으로 영향을 받는 경우로써 상부슬래브, 하부슬래브와 벽체에 있어서 종방향 최소철근량은 복토의 깊이가 3.0 m 이하인 경우에는 콘크리트 단면적의 0.4%, 복토가 3.0m 이상인 경우에는 복토 깊이가 30m인 경우의 사용량인 1.0%를 기준으로 선형변화량을 사용하되, 종방향 철근량은 주철근량 미만이어야 한다.

라. 단단한 지반 위에 놓인 경우와 말뚝기초로 지지되는 경우로써 종방향 부등침하가 우려되지 않은 경우에는 다.항의 기준을 적용하지 않는다. 따라서 어느 정도 견고한 지반위에 놓이는 일반적인 구교로써 적적한 신축이음매가 설치되어 상세한 종방향해석이 필요하지 않다고 판단되는 경우 종방향 철근량은 슬래브의 경우 콘크리트단면적의 0.25%, 벽체의 경우 0.3%를 적용한다.

마. 배력철근은 단위폭주변의 인장 주철근량의 1/5 이상으로 하여 종단방향에 계산외의 응력이 발생하는 것을 고려하여야 한다.

2) 배력철근의 최소 철근비

슬래브의 배력 철근비 = 0.25 % 벽체의 배력 철근비 = 0.30 %

① 상부슬래브

배력철근 최소 철근비 (Asreq) = 1,000.0 × 400.0 × 0.25	=	1000.00	㎟	
사용철근 인장측 ; H 13 @ 150	=	844.67	㎟	
압축측 ; H 13 @ 300	=	422.33	㎟	
	∑ As =	1267.00	㎟	

따라서, As = 1267.00 ㎟ > Asreq = 1000.00 ㎟ ----- ∴ O.K.

사용 주철근량의 1/5 = 317.760 ㎟

따라서, As = 844.67 ㎟ > Asreq = 317.76 ㎟ ----- ∴ O.K.

② 하부슬래브

배력철근 최소 철근비 (Asreq) = 1,000.0 × 450.0 × 0.25	=	1125.00	㎟	
사용철근 인장측 ; H 13 @ 150	=	844.67	㎟	
압축측 ; H 13 @ 300	=	422.33	㎟	
	∑ As =	1267.00	㎟	

따라서, As = 1267.00 ㎟ > Asreq = 1125.00 ㎟ ----- ∴ O.K.

사용 주철근량의 1/5 = 317.760 ㎟

따라서, As = 844.67 ㎟ > Asreq = 317.76 ㎟ ----- ∴ O.K.

③ 벽체

배력철근 최소 철근비 (Asreq) = 1,000.0 × 400.0 × 0.30	=	1200.00	㎟
사용철근 인장측 ; H 13 @ 150	=	844.67	㎟
압축측 ; H 13 @ 300	=	422.33	㎟
	∑ As =	1267.00	㎟

따라서, As = 1267.00 ㎟ > Asreq = 1200.00 ㎟ ----- ∴ O.K.

사용 주철근량의 1/5 = 317.760 ㎟

따라서, As = 844.67 ㎟ > Asreq = 317.76 ㎟ ----- ∴ O.K.

14. 사용성검토

1) 상부슬래브 최소 두께

1.2(L+3)/30 = 1.2 ×(2.470 + 3) / 30 = 218.8 mm

상부슬래브 두께 = 400.0 mm

Tuse = 400.0 mm > Tmin = 218.8 mm ----- ∴ O.K.

2) 철근 피로검토

피로응력한계 : 사용하중하에서 활하중과 충격에 의해 야기되는 직선철근의 최대 인장응력과 최소 응력 상이의 범위는 다음 값을 초과할수 없다.

$f_f = 165 - 0.33fmin$

여기서, f_f : 응력범위(Mpa)

fmin : 최소응력 수준으로 인장은 정(+), 압축은 부(-)의 값(Mpa)

① 상부슬래브 단부

2.47 m 지간에서의 모멘트 변화에 의한 피로검토

Mmax = 3.053 kN ·m Mmin = -0.562 kN ·m

- 사용철근량 = H16 × 8ea = 1588.800 ㎟

n = 7

p = As / bd = 1588.80 / (1000 × 400) = 0.00397

$K = -np + \sqrt{\{(np)^2 + 2np\}}$

$= -7 \times 0.00397 + \sqrt{\{ (7 \times 0.00397)^2 + 2 \times 7 \times 0.00397 \}}$

= 0.210

J = 1 - K / 3 = 1 - 0.210 / 3 = 0.930

$$fs\ max = \frac{M}{As \times j \times d} = \frac{3.053 \times 10^6}{1588.80 \times 0.930 \times 400} = 5.160 \text{ Mpa}$$

$$fs\ min = \frac{-0.562 \times 10^6}{1588.80 \times 0.930 \times 400} = -1 \text{ Mpa}$$

$\Delta f = fs\ max - fs\ min = 6.111$ Mpa

$f_f = 165 - 0.33fmin$

= 165 - 0.33 × -0.95 = 165.314 Mpa > 6.111 Mpa O.K.

② 상부슬래브 중앙부

2.47 m 지간에서의 모멘트 변화에 의한 피로검토

Mmax = 9.123 kN ·m Mmin = 8.451 kN ·m

- 사용철근량 = H16 × 8ea = 1588.800 ㎟

n = 7

p = As / bd = 1588.80 / (1000 × 300) = 0.00530

$K = -np + \sqrt{\{(np)^2 + 2np\}}$

$= -7 \times 0.0053 + \sqrt{\{ (7 \times 0.0053)^2 + 2 \times 7 \times 0.0053 \}}$

= 0.238

J = 1 - K / 3 = 1 - 0.238 / 3 = 0.921

$$fs\ max = \frac{M}{As \times j \times d} = \frac{9.123 \times 10^6}{1588.80 \times 0.921 \times 300} = 20.790\ Mpa$$

$$fs\ min = \frac{8.451 \times 10^6}{1588.80 \times 0.921 \times 300} = 19\ Mpa$$

Δf = fs max - fs min = 1.534 Mpa

$f_f = 165 - 0.33 fmin$

= 165 - 0.33 × 19.26 = 158.645 Mpa > 1.534 Mpa O.K.

15. 기초지지력 검토

1) 구체자중

-	2.800	x	0.450	x	24.500					=	30.870	kN/m
-	2.800	x	0.400	x	24.500					=	27.440	kN/m
-	2.000	x	0.400	x	24.500					=	19.600	kN/m
-	2.000	x	0.400	x	24.500					=	19.600	kN/m
-	0.300	x	0.300	x	1/2	x	4	x	24.500	=	4.410	kN/m
								∴	Total	=	101.920	kN/m

101.920 / 2.800 = 36.400 kN/m²

2) 상부연직하중

= 167.6 kN/m²

3) 활하중

= 21.019 kN/m²

4) 최대 지반 반력

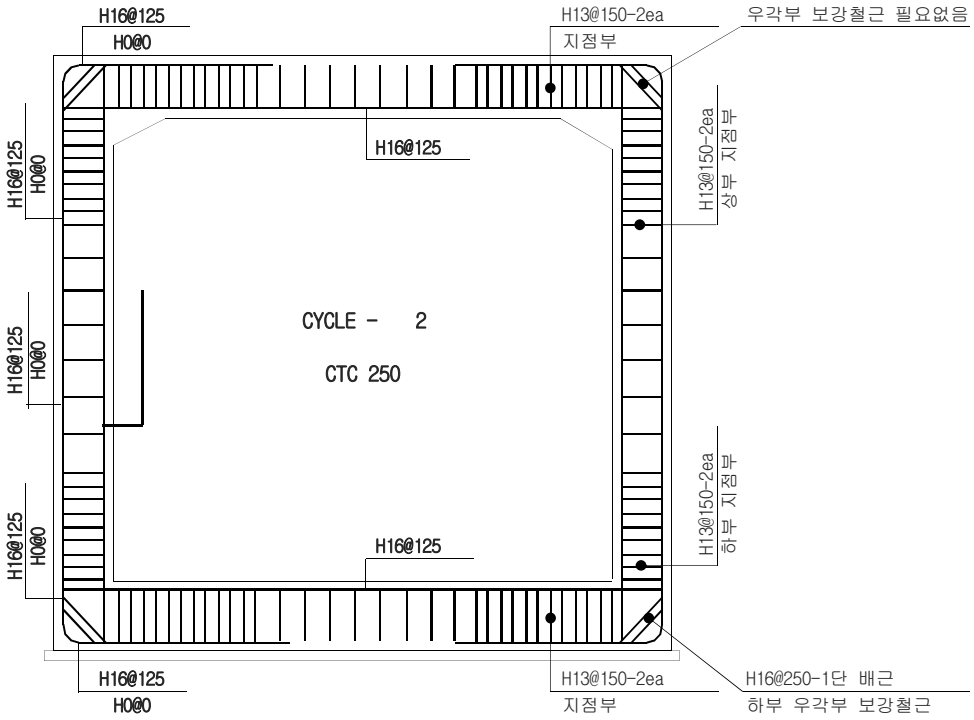
Qmax = 36.400 + 167.600 + 21.019

= 225.019 kN/m²

5) 지지력 검토

Qmax = 225.019 kN/m^2 < 300.00 kN/m^2 --- ∴ O.K.

16. 주철근 조립도



▶ 배력철근

- 상부 지점부 : H13, 인장측:150, 압축측:300
- 하부 지점부 : H13, 인장측:150, 압축측:300
- 벽체부 : H13, 인장측:150, 압축측:300

1.2 C(함) 탑리 제2

C(함) 탑리제2

- 4.0 x 4.00 x 1
- 토피 = 3.2m 이하

1. 설 계 조 건
2. 단 면 가 정
3. 해석모델 및 단면제원
4. 하중산정
5. 하중재하도
6. 하중계수 및 하중조합
7. INPUT DATA
8. OUTPUT
9. 단면력요약
10. 단 면 력 도
11. 단 면 검 토
12. 우각부 검토
13. 배력철근 검토
14. 사용성 검토
15. 기초지지력 검토
16. 주철근조립도
17. 날개벽 설계

1. 설계 조건

1) 구조물명 : c (함)

2) 구조형식 : 철근 콘크리트 구조

3) 설계하중 : KRL2012 (복 선)

4) 재료중량

- 철근 콘크리트(γ_c)	=	24.5	kN/m^3
- 무근 콘크리트(γ_{con})	=	23.0	kN/m^3
- 뒷채움 토사(γ_t)	=	20.0	kN/m^3
- 뒷채움 토사(γ_{sub})	=	11.0	kN/m^3
- 지하수(γ_w)	=	10.0	kN/m^3

5) 사용재료의 성질

- 콘크리트 설계기준 강도(fck)	=	30.0	MPa
- 콘크리트 탄성계수(Ec)	=	27537	MPa
- 철근의 항복강도(fy)	=	400.0	MPa
- 철근의 탄성계수(Es)	=	200000	MPa

6) 토 사

- 흙의 내부마찰각 (ϕ)	=	35.0	°
- 정지 토압계수 (Ko)	=	0.426	

7) 기 초 형 식 : 직접기초

8) 사 각(Skew) : 87.00 ° 연 장 (L) : 30.00 m

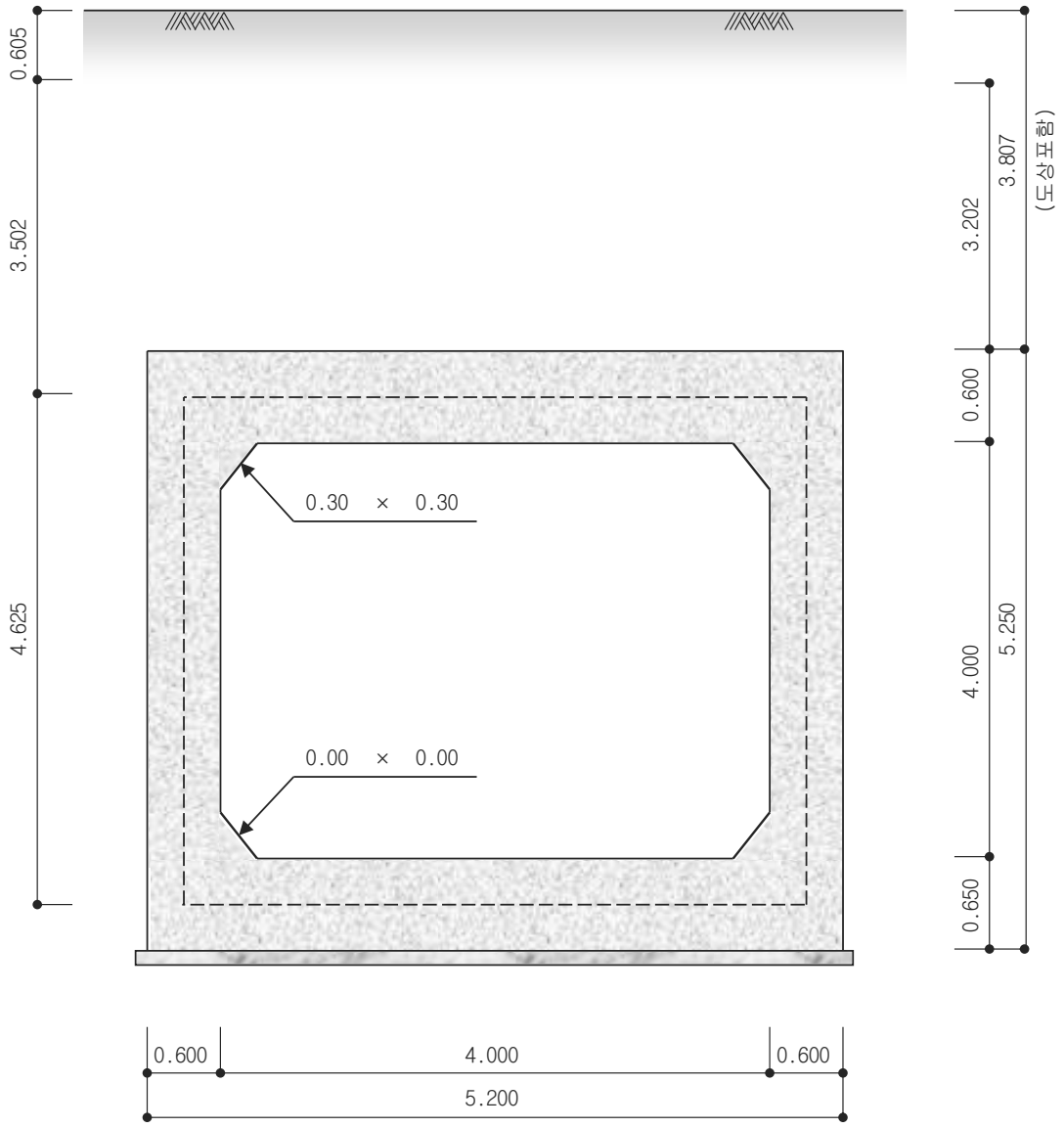
9) 설계방법

- 강도 설계법 : 부재 단면검토(슬래브, 벽체, 보, 기둥 등)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토(처짐, 균열, 우각부 검토)

10) 참고문헌

- 철도설계기준(노반편), 국토해양부, 2013
- 콘크리트 구조설계기준해설, 한국콘크리트 학회, 2012

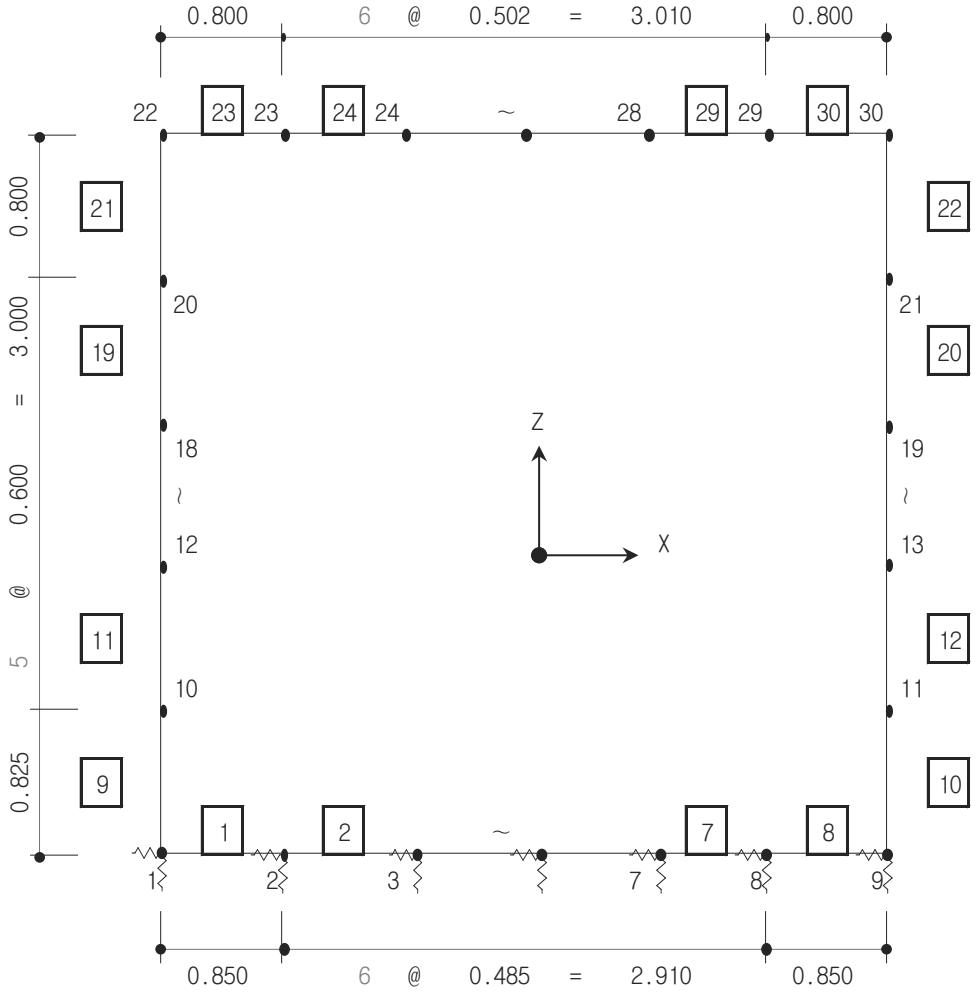
2. 단면 가정



※ 유효경간

Skew =	87.0	°					
Ln =	4.600	m					
Ls =	4.606	m					
Ls/B =	4.606	/	18.000	=	0.256	<	1.500
L =	4.610	m					

3. 해석모델 및 단면제원



1) 절점 좌표

Joint	좌 표			Joint	좌 표		
	X	Y	Z		X	Y	Z
1	0.000	0.000	0.000	13	4.610	0.000	1.425
2	0.850	0.000	0.000	14	0.000	0.000	2.025
3	1.335	0.000	0.000	15	4.610	0.000	2.025
4	1.820	0.000	0.000	16	0.000	0.000	2.625
5	2.305	0.000	0.000	17	4.610	0.000	2.625
6	2.790	0.000	0.000	18	0.000	0.000	3.225
7	3.275	0.000	0.000	19	4.610	0.000	3.225
8	3.760	0.000	0.000	20	0.000	0.000	3.825
9	4.610	0.000	0.000	21	4.610	0.000	3.825
10	0.000	0.000	0.825	22	0.000	0.000	4.625
11	4.610	0.000	0.825	23	0.800	0.000	4.625
12	0.000	0.000	1.425	24	1.302	0.000	4.625

Joint	좌 표			Joint	좌 표		
	X	Y	Z		X	Y	Z
25	1.803	0.000	4.625	28	3.308	0.000	4.625
26	2.305	0.000	4.625	29	3.810	0.000	4.625
27	2.807	0.000	4.625	30	4.610	0.000	4.625

2) 경계 조건

joint	spring계수 (kN/m²)		joint	spring계수 (kN/m²)	
	z방향(수직)	x방향(수평)		z방향(수직)	x방향(수평)
1 , 9	5231		3 ~ 7	3499	
2 , 8	4816				

3) 단면제원

Element	두께	폭	비 고
23 ~ 30	0.600	1.000	상부슬래브
1 ~ 8	0.650	1.000	하부슬래브
9 ~ 22	0.600	1.000	벽 체

4) 강역설정

(1) 강역설정기준(콘크리트구조설계기준 2012)

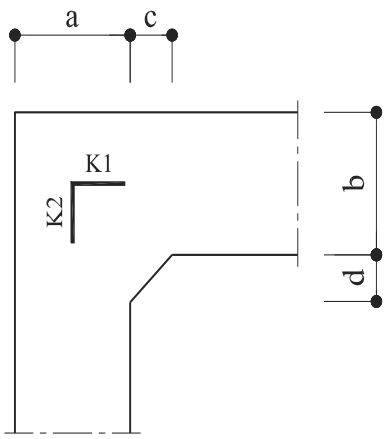
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

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

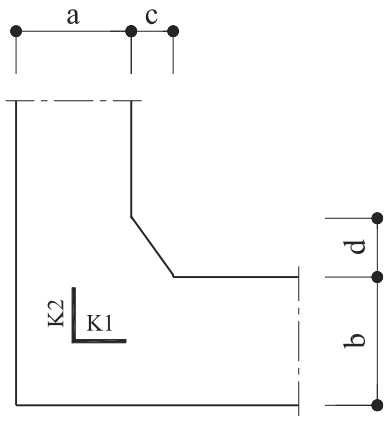
(2) 강역설정

- 절점 22 , 30



a =	600	mm	c =	300	mm
b =	600	mm	d =	300	mm
K1 =	300	mm	K2 =	300	mm

- 절점 1 , 9

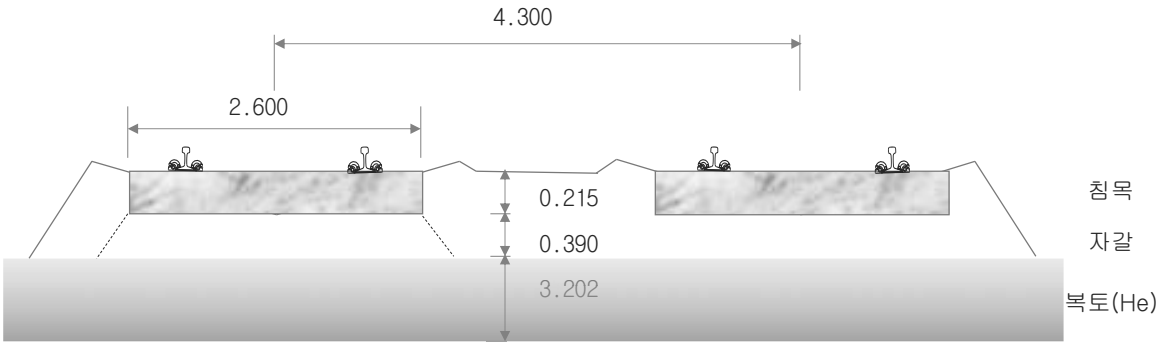


a =	600	mm	c =	0	mm
b =	650	mm	d =	0	mm
K1 =	138	mm	K2 =	175	mm

4. 하중산정

4.1 상시

1) 상부 고정하중(지하수 無)



① 하중 분포폭 산정 (b')

① He < 0.5m 경우 : b + d

b_1 = 2.600 + 0.390 = 2.990 m

② He ≥ 0.5m 경우 : c + b + (d + He)

b_2 = 4.300 + 2.600 + (0.390 + 3.202) = 14.590 m

여기서, He : 시공기면에서의 토피고(m)

a : 동륜간 축간거리(m) c : 복선선로 중심간격(m)

b : 침목길이(m) d : 침목하면의 도상두께(m)

H : 상부슬래브 두께

He ≥ 0.5 m

∴ b' = 14.590 m

② 구조물 자중 : 프로그램 상에서 Self Weight 기능을 이용하여 자동 고려

③ 궤도 중량

- 레일 : 레일당 1.5kN/m를 적용

q_1 = 4 × 1.500 / 14.590 = 0.411 kN/㎡

- 침목 : 고속철도용 5.0kN/m

q_2 = 5.000 × 2 / 14.590 = 0.685 kN/㎡

= 1.096 kN/㎡

④ 도상 (q_2)

TCL = 0.215 × 19.000 × 1.3 = 5.311 kN/㎡

HSB = 0.390 × 19.000 × 1.3 = 9.633 kN/㎡

= 14.944 kN/㎡

⑤ 복토하중 (q_3) = 20.000 × 3.202 = 64.040 kN/㎡

∴ $q_1 + q_2 + q_3$ = 1.096 + 14.944 + 64.040 = 80.080 kN/㎡

2) 활하중

① 활하중 산정 : KRL 2012

$$W_{HL} = \frac{2P}{a \times b'} = \frac{2\times(220+80x3)}{3.000 \times 14.590} = 21.019 \text{ kN/㎡}$$

∴ W = 21.019 kN/㎡

② 충격계수

1) 단선 (i_0) (철도설계기준 노반편(2013) p.5-7)

지 간 L (m)	0	5	10	20	30	40	50	70	100
충격계수 (i)	0.60	0.48	0.43	0.37	0.34	0.32	0.30	0.27	0.24

* 상기표에 없는 지간의 충격 계수는 보간법으로 구한다.

지 간 L (m) = 4.610 m

따라서 i_0 = 0.489 (보간법에 의하여 산정된 충격계수)

2) 구조물 상면의 복토높이에 따른 충격 계수

H ≥ 1.0일 경우 $i = io \cdot \{(2.5 - H)/1.5\}$

여기서, H ≤ 1.0 m 에서는 $i = i_o$

H ≥ 2.5 m 에서는 i = 0

따라서, 본 구조물의 H = 3.807 m i = 0.000

W_L = 21.019 ×(1 + 0.000) = 21.019 kN/㎡

③ 활하중에 의한 측압 (충격비고려)(철도설계기준 노반편(2013) p.5-6)

W_{LH} = 21.019 × 0.4 = 8.408 kN/㎡

3) 토 압

- 지하수가 없는 경우 작용 토압

q_1 = 0.426 ×(16.040 + 20.000 × 3.502) = 36.670 kN/㎡

q_2 = 36.670 + 0.426 ×(20.000 × 0.800) = 43.486 kN/㎡

q_3 = 43.486 + 0.426 ×(20.000 × 0.600) = 48.598 kN/㎡

q_4 = 48.598 + 0.426 ×(20.000 × 0.600) = 53.710 kN/㎡

q_5 = 53.710 + 0.426 ×(20.000 × 0.600) = 58.822 kN/㎡

q_6 = 58.822 + 0.426 ×(20.000 × 0.600) = 63.934 kN/㎡

q_7 = 63.934 + 0.426 ×(20.000 × 0.600) = 69.046 kN/㎡

q_8 = 69.046 + 0.426 ×(20.000 × 0.825) = 76.075 kN/㎡

- 시공중 편토압 산정 (지하수가 없는 경우 작용 토압)

q_1 = 0.426 ×(0.000 + 20.000 × 0.300) = 2.556 kN/㎡

q_2 = 2.556 + 0.426 ×(20.000 × 0.800) = 9.372 kN/㎡

q_3 = 9.372 + 0.426 ×(20.000 × 0.600) = 14.484 kN/㎡

q_4 = 14.484 + 0.426 ×(20.000 × 0.600) = 19.596 kN/㎡

q_5 = 19.596 + 0.426 ×(20.000 × 0.600) = 24.708 kN/㎡

q_6 = 24.708 + 0.426 ×(20.000 × 0.600) = 29.820 kN/㎡

q_7 = 29.820 + 0.426 ×(20.000 × 0.600) = 34.932 kN/㎡

q_8 = 34.932 + 0.426 ×(20.000 × 0.825) = 41.961 kN/㎡

4) 온도하중

토피가 1.0m 이상일 경우에는 온도변화를 고려치 않으며, 토피가 1.0m 이하일 경우에는 다음식을 따른다.

$t = a \times t_0$ = 0.000 × 15.0 = 0.000 ℃

t : 박스 구조물의 상부 슬래브에 작용하는 온도변화

a : 토피심도(m)에 따른 저감률 $a=1-h_0$ (h_0:토피심도)

t_0 : 지표면에서의 기본온도 변화

상부슬래브의 두께가 700mm 이상인 경우 $t_0 = \pm 10$℃

상부슬래브의 두께가 700mm 미만인 경우 $t_0 = \pm 15$℃

토피고 H > 1.0m 이므로 온도변화는 고려하지 않는다.

5) 건조수축

$$\Delta Tx = \frac{\varepsilon}{\alpha} = \frac{-0.00015}{0.00001} = -15\,^{\circ}C$$

6) 장대레일 하중

장대레일 종하중은 필요시에 고려하여야 하며, 1궤도당 10 kN/m로 하고 작용위치는 상부슬래브 축선으로 한다. (단, 토피가 1.0m 이상인 경우는 이를 무시한다.)

토피가 3.807 m 이므로 장대레일 하중을 무시한다.

H_r = 0.000 × 4 / 14.590 = 0.000 kN/㎡

7) 상시 지반반력 계수

지지 지반 N치 = 6

Eo = 2800 × N = 2800 × 6 = 16800

Kvo = 1 / 0.3 x α x Ec = 1 / 0.3 × 1 x 16800 = 56000

Bv = √ Av = √ (4.610 × 4.610) = 4.610

Kv = Kvo (Bv/0.3)^-3/4 = 7215 kN/㎡

7215 × (0.600 / 2 + 0.850 / 2) = 5231 kN/㎡ - 저판 단부 스프링

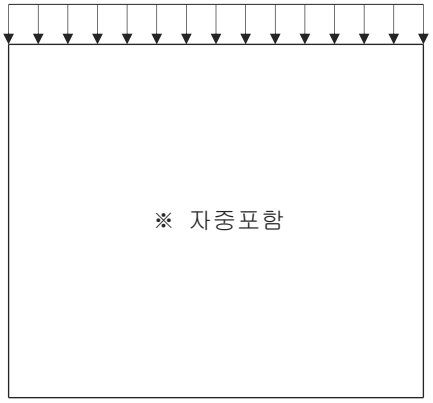
7215 × (0.850 / 2 + 0.485 / 2) = 4816 kN/㎡ - 저판 전단검토위치

7215 × (0.485 / 2 + 0.485 / 2) = 3499 kN/㎡ - 저판 중앙부 스프링

5. 하중재하도

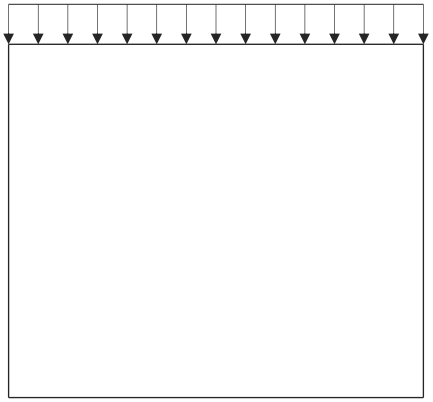
① 고정하중

W_D = 80.080 kN/㎡



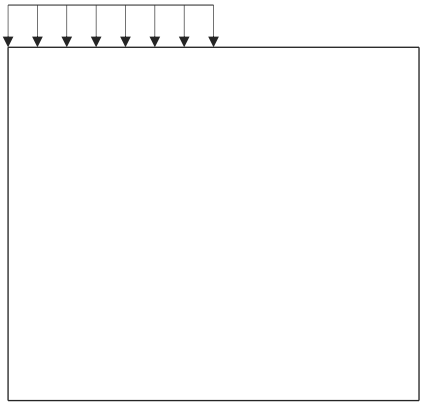
② 활하중(만재하)

W_L = 21.019 kN/㎡



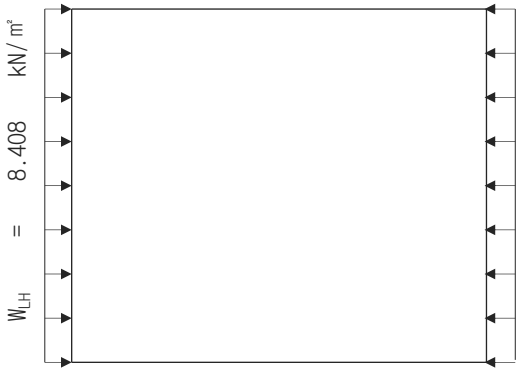
③ 활하중(편재하)

W_L = 21.019 kN/㎡



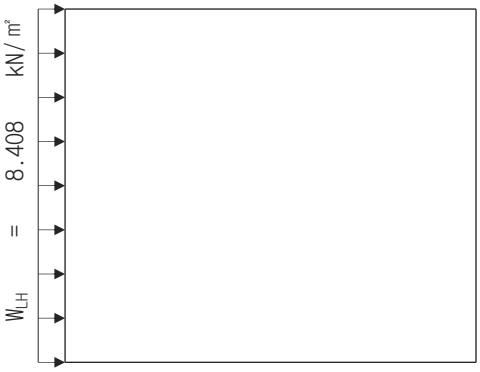
④ 활하중에 의한 측압(만재하)

W_{LH} = 8.408 kN/㎡



⑤ 활하중에 의한 측압(편재하)

W_{LH} = 8.408 kN/㎡



⑥ 수평토압(지하수 없는 경우)

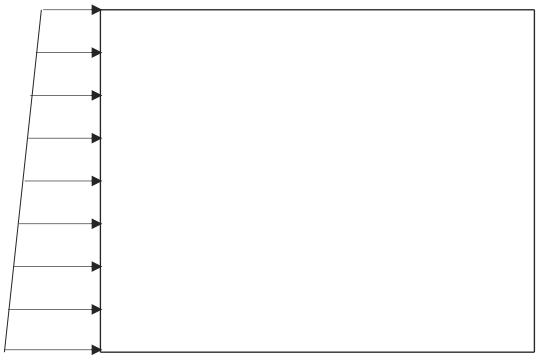


q_1 = 36.670 kN/㎡

q_7 = 76.075 kN/㎡

⑦ 편측토압(지하수 없는 경우)

q_1 = 2.556 kN/㎡



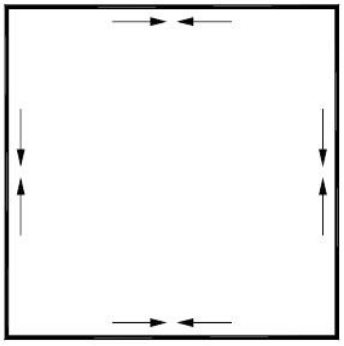
q_7 = 41.961 kN/㎡

⑧ 온도하중

△T = 0 °

⑨ 건조수축

△T = -15 °



⑩ 장대레일 종하중

Hr = 0.000 kN/㎡

6. 하중계수 및 하중조합

1) 극한하중 검토시

구분	고정하중	활하중		활하중 측압		수평토압 (지하수無)		온도하중		건조수축	장대레일	비고
				양측재하	편측재하	양측재하	편측재하					
		전경간	1/2	수평	수평	수평	수평	온도상승	온도하강			
	LC1	LC2	LC3	LC4	LC5	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10	LC11	
1	1.35	1.85		1.85		1.6						
2	1.35	1.85		1.85		0.6						
3	1.35		1.85		1.85	1.6						
4	1.35		1.85		1.85	0.6						
5	1.6	1.60		1.60		1.6						
6	1.6	1.60		1.60		0.6						
7	1.6		1.6		1.6	1.6						
8	1.6		1.6		1.6	0.6						
9	1.35	1.40		1.40		1.6		1.35		1.35		
10	1.35	1.40		1.40		0.6		1.35		1.35		
11	1.35	1.40		1.40		1.6			1.35	1.35	1.40	
12	1.35	1.40		1.40		0.6			1.35	1.35	1.40	
13	1.35		1.40		1.40	1.6		1.35		1.35		
14	1.35		1.40		1.40	0.6		1.35		1.35		
15	1.35		1.40		1.40	1.6			1.35	1.35	1.4	
16	1.35		1.40		1.40	0.6			1.35	1.35	1.4	
17	1.35		1.85		1.85		1.60					
18	1.35		1.85		1.85		0.60					
19	1.60		1.60		1.60		1.60					
20	1.60		1.60		1.60		0.60					

2) 사용하중 검토시

구분	고정하중	활하중		활하중 측압		수평토압 (지하수無)		온도하중		건조수축	장대레일	비고
				양측재하	편측재하	양측재하	편측재하					
		전경간	1/2	수평	수평	수평	수평	온도상승	온도하강			
	LC1	LC2	LC3	LC4	LC5	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10	LC11	
21	1.0	1.0		1.0		1.0						
22	1.0	1.0		1.0		0.5						
23	1.0		1.0		1.0	1.0						
24	1.0		1.0		1.0	0.5						
25	1.0	1.0		1.0		1.0		1.0			1.0	
26	1.0	1.0		1.0		0.5		1.0			1.0	
27	1.0	1.0		1.0		1.0			1.0	1.0	1.0	
28	1.0	1.0		1.0		0.5			1.0	1.0	1.0	
29	1.0		1.0		1.0	1.0		1.0			1.0	
30	1.0		1.0		1.0	0.5		1.0			1.0	
31	1.0		1.0		1.0	1.0			1.0	1.0	1.0	
32	1.0		1.0		1.0	0.5			1.0	1.0	1.0	
33	1.0					1.0						
34	1.0		1.0		1.0		1.0					
35	1.0		1.0		1.0		0.5					

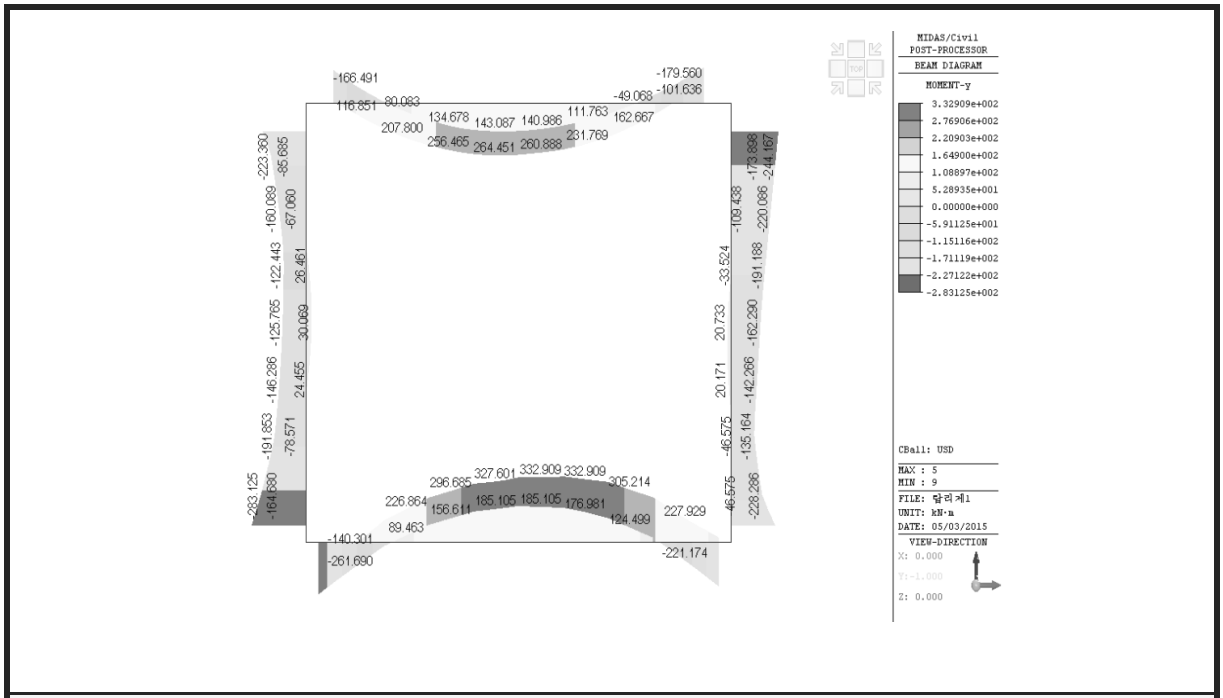
9. 단면력 요약

구분	위치	부재	극한하중			사용하중	비고
			Mu(kN · m)	Su(kN)	Pu(kN)	M(kN · m)	
상부슬래브	단부	23,30	-179.56	367.51	-	-112.23	
	중앙부	26,27	264.45	123.81	-	164.43	
벽체	상단부 (축력최대)	21,22	-135.90	198.46	-441.31	-57.37	
	상단부 (모멘트최대)	21,22	-244.17	198.46	-393.65	-152.60	
	중앙부 (축력최대)	15,16	-3.39	58.44	-483.65	4.43	
	중앙부 (모멘트최대)	15,16	-162.29	-46.89	-440.69	-101.43	
	하단부 (축력최대)	9,10	-228.29	-260.17	-531.27	-27.68	
	하단부 (모멘트최대)	9,10	-283.12	-260.17	-482.59	-176.95	
하부슬래브	단부	1,8	-261.69	394.43	-	-163.56	
	중앙부	4,5	332.91	132.91	-	208.07	

-'전단력과 사용하중 상태에서의 모멘트는 선택 부재에서의 최대값 적용

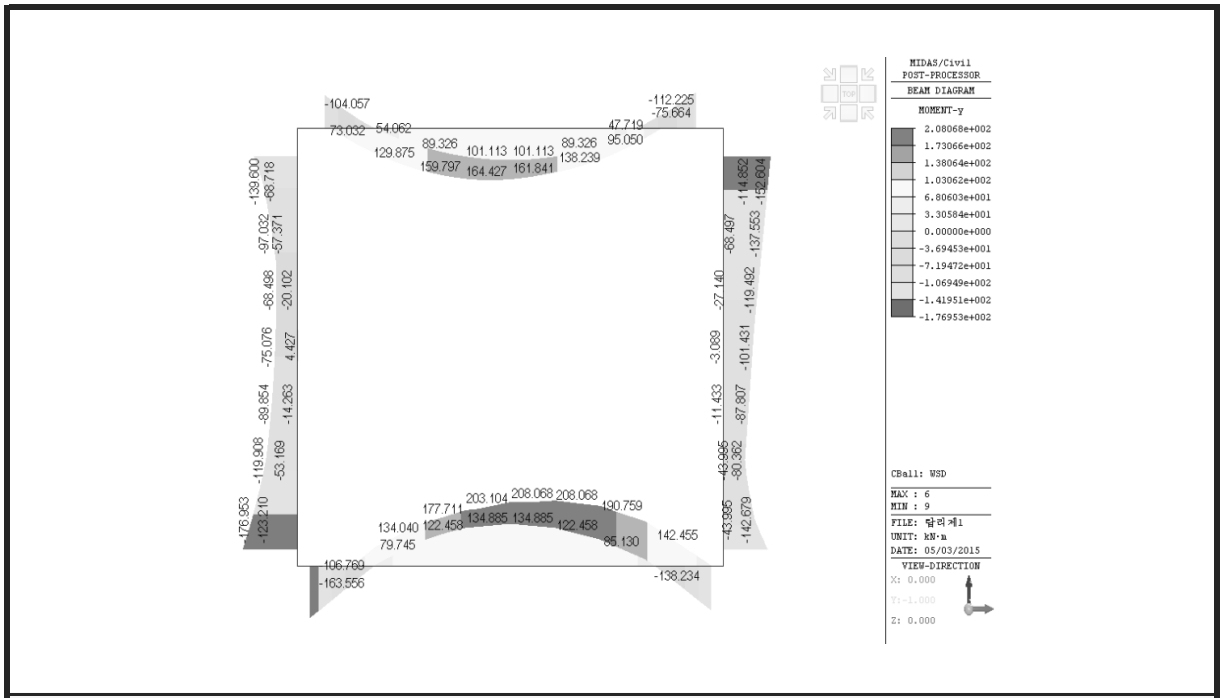
10. 단면력도

(1) 극한하중 모멘트도



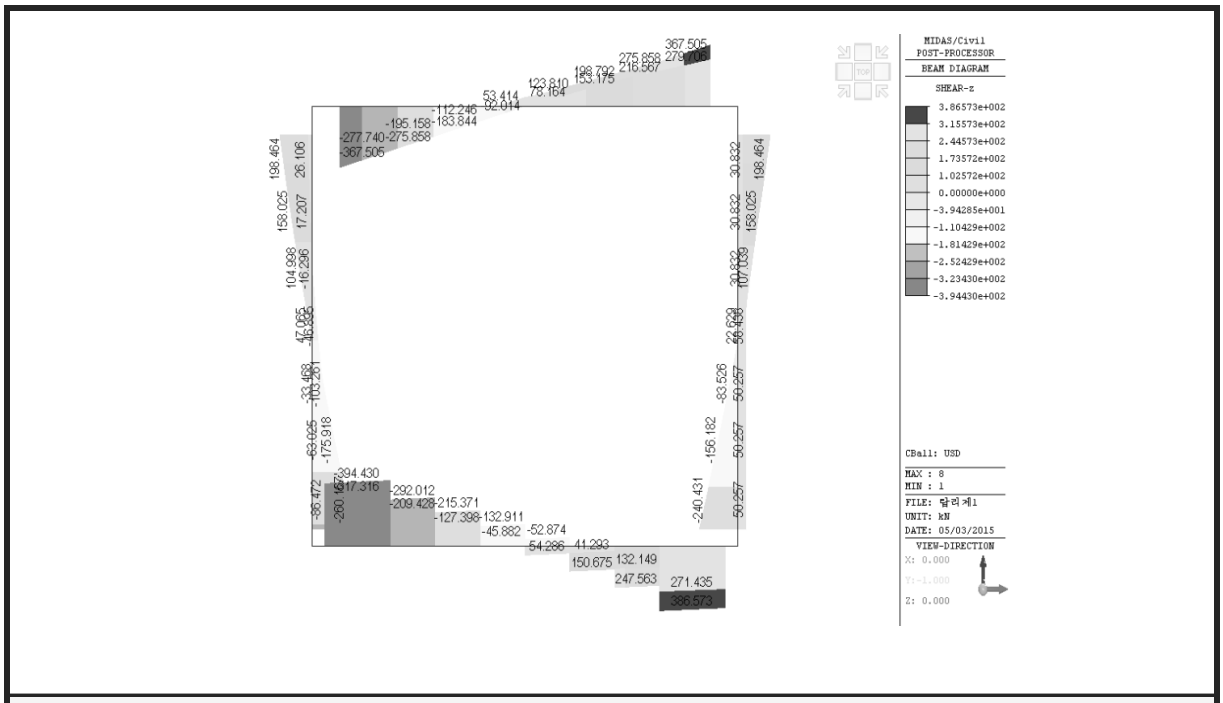
B.M.D (계수하중)

(2) 사용하중 모멘트도



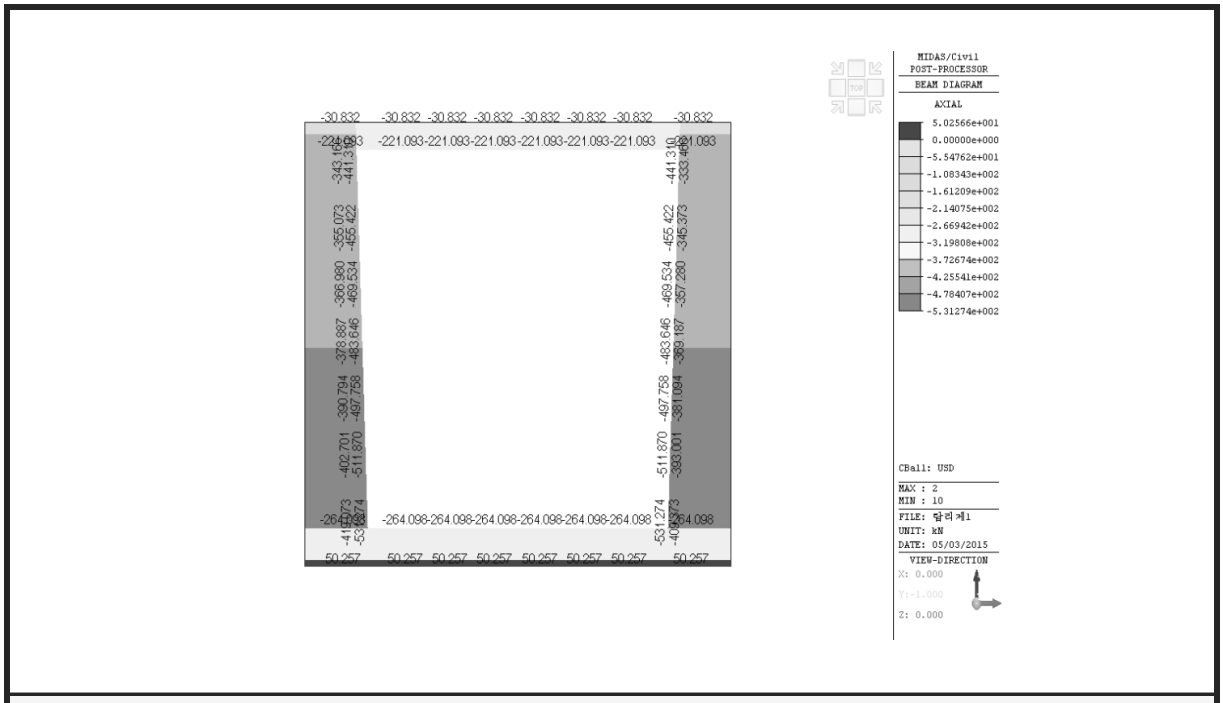
B.M.D (사용하중)

(3) 극한하중 전단력도



S.F.D (계수하중)

(4) 극한하중 축력도



A.F.D (계수하중)

11. 단면검토

① 상부 슬래브 단부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	112.230
B (mm)	**H (mm)**	**d (mm)**	**피복 (mm)**	**Mu (kN.m)**	**Su (kN)**
1000.0	700.0	600.0	100.0	179.560	367.510

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 500.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 35.953 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03885 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 840.532 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00382

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.00350
Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342
적용 = 0.0035

As(req) = 840.532 mm^2 As(min) = 2100.000 mm^2

4/3×As(req) = 1120.709 mm^2 ※ As = 1120.709 mm^2

사용철근량 = H19 × 8ea = 2292.000 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 480239230 N · mm

= 480.239 kN · m > 179.560 kN · m ----- ∴ O.K. [사용률 = 2.675]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 387.970 kN

1/2 x Φv x Vc = 193.985 kN ≤ Vu ≤Φv x Vc ∴ 최소전단 철근을 배근하는것이 좋다.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 112.23 × 1000000 / [2292×(600 - 123.635/3)]

= 87.629 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 2292/1000 + 7 × 2292/1000 × √[(1 + 2×1000×600/(7×2292)]

= 123.635 ㎜

사용철근량 = 2292.000 ㎟ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 87.629) - 2.5 × 90.5 = 672.427 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 87.629) = 718.941 ㎜

Sa는 작은 값인 672.427 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 672.427 ㎜) ----- ∴ O.K.

② 상부슬래브 중앙부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	164.430
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	600.0	500.0	100.0	264.450	123.810

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 500.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 35.953 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03188 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 1504.681 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00458

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.00350
Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342
적용 = 0.0035

As(req) = 1504.681 mm^2 As(min) = 1750.000 mm^2

4/3×As(req) = 2006.242 mm^2 ※ As = 1750.000 mm^2

사용철근량 = H19 × 8ea = 2292.000 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 397727230 N · mm

= 397.727 kN · m > 264.450 kN · m ----- ∴ O.K. [사용률 = 1.504]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 387.970 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 164.43 × 1000000 / [2292×(500 - 111.633/3)]

= 155.018 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 2292/1000 + 7 × 2292/1000 × √[(1 + 2×1000×500/(7×2292)]

= 111.633 ㎜

사용철근량 = 2292.000 ㎟ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 155.018) - 2.5 × 90.5 = 281.754 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 155.018) = 406.403 ㎜

Sa는 작은 값인 281.754 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 281.754 ㎜) ----- ∴ O.K.

③ 하부슬래브 단부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	163.560
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	650.0	550.0	100.0	261.690	394.430

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 550.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 35.953 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03537 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 1347.562 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00417

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.00350
Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342
적용 = 0.0035

As(req) = 1347.562 mm^2 As(min) = 1925.000 mm^2

4/3×As(req) = 1796.750 mm^2 ※ As = 1796.750 mm^2

사용철근량 = H19 × 8ea = 2292.000 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 438983230 N · mm

= 438.983 kN · m > 261.690 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.677]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 426.767 kN

1/2 x Φv x Vc = 213.384 kN ≤ Vu ≤Φv x Vc ∴ 최소전단 철근을 배근하는것이 좋다.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 163.56 × 1000000 / [2292×(550 - 117.769/3)]

= 139.720 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 2292/1000 + 7 × 2292/1000 × √[(1 + 2×1000×550/(7×2292)]

= 117.769 ㎜

사용철근량 = 2292.000 ㎟ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 139.72) - 2.5 × 90.5 = 337.376 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 139.72) = 450.901 ㎜

Sa는 작은 값인 337.376 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 337.376 ㎜) ----- ∴ O.K.

④ 하부슬래브 중앙부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	208.070
B (mm)	**H (mm)**	**d (mm)**	**피복 (mm)**	**Mu (kN.m)**	**Vu (kN)**
1000.0	650.0	550.0	100.0	332.910	132.910

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 550.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 35.953 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03537 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 1723.735 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00417

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.00350
Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342
적용 = 0.0035

As(req) = 1723.735 mm^2 As(min) = 1925.000 mm^2

4/3×As(req) = 2298.313 mm^2 ※ As = 1925.000 mm^2

사용철근량 = H19 × 8ea = 2292.000 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 438983230 N · mm

= 438.983 kN · m > 332.910 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.319]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 426.767 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 208.07 × 1000000 / [2292×(550 - 117.769/3)]

= 177.743 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 2292/1000 + 7 × 2292/1000 × √[(1 + 2×1000×550/(7×2292)]

= 117.769 ㎜

사용철근량 = 2292.000 ㎟ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 177.743) - 2.5 × 90.5 = 216.806 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 177.743) = 354.445 ㎜

Sa는 작은 값인 216.806 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 216.806 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑤ 벽체 상단부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	152.600
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	700.0	600.0	100.0	244.170	198.460

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 500.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 35.953 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03885 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 1147.633 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00382

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 :
- Pmin = 1.4 / fy = 0.00350
- Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342
- 적용 = 0.0035

As(req) = 1147.633 mm^2 As(min) = 2100.000 mm^2

4/3×As(req) = 1530.178 mm^2 ※ As = 1530.178 mm^2

사용철근량 = H19 × 8ea = 2292.000 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 480239230 N · mm

= 480.239 kN · m > 244.170 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.967]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 387.970 kN

1/2 x Φv x Vc = 193.985 kN ≤ Vu ≤Φv x Vc ∴ 슬래브이므로 최소전단 철근 배근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 152.6 × 1000000 / [2292×(600 - 123.635/3)]

= 119.150 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 2292/1000 + 7 × 2292/1000 × √[(1 + 2×1000×600/(7×2292)]

= 123.635 ㎜

사용철근량 = 2292.000 ㎟ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 119.15) - 2.5 × 90.5 = 434.684 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 119.15) = 528.747 ㎜

Sa는 작은 값인 434.684 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 434.684 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑥ 벽체 중앙부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	101.430
B (mm)	**H (mm)**	**d (mm)**	**피복 (mm)**	**Mu (kN.m)**	**Vu (kN)**
1000.0	600.0	500.0	100.0	162.290	46.890

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 500.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 35.953 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03188 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 914.736 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00458

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 :
- Pmin = 1.4 / fy = 0.00350
- Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342
- 적용 = 0.0035

As(req) = 914.736 mm^2 As(min) = 1750.000 mm^2

4/3×As(req) = 1219.649 mm^2 ※ As = 1219.649 mm^2

사용철근량 = H19 × 8ea = 2292.000 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 397727230 N · mm

= 397.727 kN · m > 162.290 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 2.451]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 387.970 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 101.43 × 1000000 / [2292×(500 - 111.633/3)]

= 95.624 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 2292/1000 + 7 × 2292/1000 × √[(1 + 2×1000×500/(7×2292)]

= 111.633 ㎜

사용철근량 = 2292.000 ㎟ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 95.624) - 2.5 × 90.5 = 597.284 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 95.624) = 658.828 ㎜

Sa는 작은 값인 597.284 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 597.284 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑦ 벽체 하단부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	176.950
B (mm)	**H (mm)**	**d (mm)**	**피복 (mm)**	**Mu (kN.m)**	**Vu (kN)**
1000.0	600.0	500.0	100.0	283.120	260.170

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 500.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 35.953 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03188 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 1613.738 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00458

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 :
- Pmin = 1.4 / fy = 0.00350
- Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342
- 적용 = 0.0035

As(req) = 1613.738 mm^2 As(min) = 1750.000 mm^2

4/3×As(req) = 2151.651 mm^2 ※ As = 1750.000 mm^2

사용철근량 = H19 × 8ea = 2292.000 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 397727230 N · mm

= 397.727 kN · m > 283.120 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.405]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 387.970 kN

1/2 x Φv x Vc = 193.985 kN ≤ Vu ≤Φv x Vc ∴ 슬래브이므로 최소전단 철근 배근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 176.95 × 1000000 / [2292×(500 - 111.633/3)]

= 166.822 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 2292/1000 + 7 × 2292/1000 × √[(1 + 2×1000×500/(7×2292)]

= 111.633 ㎜

사용철근량 = 2292.000 ㎟ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 166.822) - 2.5 × 90.5 = 245.810 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 166.822) = 377.648 ㎜

Sa는 작은 값인 245.810 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 245.81 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑤ 벽체 상단부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	441.31	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	135.90	(kN · m)		
설계전단력	:	Vu	=	198.46	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	57.37	(kN.m)		
부 재 높 이	:	H	=	700.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85	
유효높이(휨)	:	d	=	600.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70	
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	307.95	(mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 19 @ 8 EA = 22.920 cm^2 , d1 = 10.0 cm

$\sum$ = 22.920 cm^2

Asf = H 19 @ 4 EA = 11.460 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0049) < Pmax (0.0800) ---------- 0.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 700.00 x 1000.00= 17556000.000 N

Cs = As x fy = 916800.00 N , Cs' = Asf x fy = 458400.000 N

Xp = (17556000.00 x 350.0 + 916800.0 x 100.0 + 458400.0 x 600.0) / 18931200.000

= 343.947 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 360.000 mm, ab = k1 x cb = 300.960 mm

fs' = 600 x (360.000 - 100.0) / 360.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 300.960 x 1000 = 7548076.800 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 427458.000 N

Ts = As x fs = 916800.000 N

Pb = 7548076.800 + 427458.000 - 916800.000 = 7058734.800 N

Mb = 7548076.800x(600.0-300.960/2)+427458.000x(600.0-100.0)-7058734.800x(343.947-100.0)

= 1884786827.089 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 267.015 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 299.415 mm , a = k1 x c = 250.311 mm 사용

fs = 600 x (600.000 - 299.415) / 299.415 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (299.415 - 100.000) / 299.415 = 399.6093 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 250.311 x 1000 = 6277800.472 N

Cs = 1146.000 x (399.609 - 0.836 x 30) = 429210.583 N

Ts = 2292.000 x 400.000 = 916800.000 N

Pn = 6277800.472 + 429210.583 - 916800.000 = 5790211.055 N

Mn' = 6277800.472 x (600.0 - 250.311 / 2) + 429210.583 x (600.0 - 100.0)

= 3195584243.827 N.mm

- 편심오차 : |e' - Mn'/Pn| = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 551.893296 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 15310024.800 N ≥ Pn = 5790211.055

ΦPn = 4053147.739 > ΦPb = 4941114.360 , 0.1 x fck x Ag = 2100000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 5790211.055 = 4053.148 kN ≥ Pu = 441.310 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 307.947 = 1248.154 kN.m ≥ Mu = 135.900 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 405441.074 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 57.37 × 1000000 / [2292×(600 - 123.635/3)]

= 44.794 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 2292/1000 + 7 × 2292/1000 × √[(1 + 2×1000×600/(7×2292)]

= 123.635 ㎜

사용철근량 = 2292.000 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H19 @ 125 (= 2292 $㎜^2$)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 44.794) - 2.5 × 90.5 = 1531.786 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 44.794) = 1406.428 ㎜

Sa는 작은 값인 1406.428 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 1406.428 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑥ 벽체 상단부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	393.65	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	244.17	(kN · m)			
설계전단력	:	Vu	=	198.46	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	152.60	(kN.m)			
부 재 높 이	:	H	=	700.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa	
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85		
유효높이(휨)	:	d	=	600.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70		
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	620.27	(mm)	

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 19 @ 8 EA = 22.920 cm^2 , d1 = 10.0 cm

$\sum$ = 22.920 cm^2

Asf = H 19 @ 4 EA = 11.460 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0049) < Pmax (0.0800) ---------- 0.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 700.00 x 1000.00= 17556000.000 N

Cs = As x fy = 916800.00 N , Cs' = Asf x fy = 458400.000 N

Xp = (17556000.00 x 350.0 + 916800.0 x 100.0 + 458400.0 x 600.0) / 18931200.000

= 343.947 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 360.000 mm, ab = k1 x cb = 300.960 mm

fs' = 600 x (360.000 - 100.0) / 360.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 300.960 x 1000 = 7548076.800 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 427458.000 N

Ts = As x fs = 916800.000 N

Pb = 7548076.800 + 427458.000 - 916800.000 = 7058734.800 N

Mb = 7548076.800x(600.0-300.960/2)+427458.000x(600.0-100.0)-7058734.800x(343.947-100.0)

= 1884786827.089 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 267.015 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 116.815 mm , a = k1 x c = 97.658 mm 사용

fs = 600 x (600.000 - 116.815) / 116.815 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (116.815 - 100.000) / 116.815 = 86.36905 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 97.658 x 1000 = 2449254.264 N

Cs = 1146.000 x (86.369 - 0.836 x 30) = 70237.249 N

Ts = 2292.000 x 400.000 = 916800.000 N

Pn = 2449254.264 + 70237.249 - 916800.000 = 1602691.513 N

Mn' = 2449254.264 x (600.0 - 97.658 / 2) + 70237.249 x (600.0 - 100.0)

= 1385076955.452 N.mm

- 편심오차 : |e' - Mn'/Pn| = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 864.218316 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 15310024.800 N ≥ Pn = 1602691.513

ΦPn = 1121884.059 < ΦPb = 4941114.360 , 0.1 x fck x Ag = 2100000.000

∴ Φ = 0.770

ΦPn = 0.77 x 1602691.513 = 1234.072 kN ≥ Pu = 393.650 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 620.272 = 765.460 kN.m ≥ Mu = 244.170 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 403554.272 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 152.6 × 1000000 / [2292×(600 - 123.635/3)]

= 119.150 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 2292/1000 + 7 × 2292/1000 × √[(1 + 2×1000×600/(7×2292)]

= 123.635 ㎜

사용철근량 = 2292.000 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H19 @ 125 (= 2292 $㎜^2$)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 119.15) - 2.5 × 90.5 = 434.684 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 119.15) = 528.747 ㎜

Sa는 작은 값인 434.684 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 434.684 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑦ 벽체 중앙부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	483.65	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	3.39	(kN · m)		
설계전단력	:	Vu	=	58.44	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	4.43	(kN.m)		
부 재 높 이	:	H	=	600.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85	
유효높이(휨)	:	d	=	500.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70	
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	7.01	(mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 19 @ 8 EA = 22.920 cm^2 , d1 = 10.0 cm

$\sum$ = 22.920 cm^2

Asf = H 19 @ 8 EA = 22.920 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0076) < Pmax (0.0800) ---------- 0.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 600.00 x 1000.00= 15048000.000 N

Cs = As x fy = 916800.00 N , Cs' = Asf x fy = 916800.000 N

Xp = (15048000.00 x 300.0 + 916800.0 x 100.0 + 916800.0 x 500.0) / 16881600.000

= 300.000 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 250.800 mm

fs' = 600 x (300.000 - 100.0) / 300.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 250.800 x 1000 = 6290064.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 854916.000 N

Ts = As x fs = 916800.000 N

Pb = 6290064.000 + 854916.000 - 916800.000 = 6228180.000 N

Mb = 6290064.000x(500.0-250.800/2)+854916.000x(500.0-100.0)-6228180.000x(300.000-100.0)

= 1452588374.400 N.mm

eb > e → 압축파괴 (eb = Mb / Pb = 233.228 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 714.627 mm , a = k1 x c = 597.428 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 714.627) / 714.627 = -180.2 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (714.627 - 100.000) / 714.627 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 597.428 x 1000 = 14983492.264 N

Cs = 2292.000 x (400.000 - 0.836 x 30) = 859316.640 N

Ts = 2292.000 x -180.200 = -413019.326 N

Pn = 14983492.264 + 859316.640 - -413019.326 = 16255828.230 N

Mn' = 14983492.264 x (500.0 - 597.428 / 2) + 859316.640 x (500.0 - 100.0)

= 3359694470.140 N.mm

- 편심오차 : |e' - Mn'/Pn| = 0.333 > 0.001 (e' = e + Xp - dc : 207.009201 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 13613366.400 N ≤ Pn = 16255828.230

ΦPn = 11379079.761 > ΦPb = 4359726.000 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 16255828.230 = 11379.080 kN ≥ Pu = 483.650 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 7.009 = 79.758 kN.m ≥ Mu = 3.390 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 410308.450 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 4.43 × 1000000 / [2292×(500 - 111.633/3)]

= 4.176 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 2292/1000 + 7 × 2292/1000 × √[(1 + 2×1000×500/(7×2292)]

= 111.633 ㎜

사용철근량 = 2292.000 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H19 @ 125 (= 2292 $㎜^2$)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 4.176) - 2.5 × 90.5 = ######## ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 4.176) = ######## ㎜

Sa는 작은 값인 ######## ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 15084.623 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑧ 벽체 중앙부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	440.69	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	162.29	(kN · m)		
설계전단력	:	Vu	=	46.89	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	101.43	(kN.m)		
부 재 높 이	:	H	=	600.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85	
유효높이(휨)	:	d	=	500.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70	
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	368.26	(mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 19 @ 8 EA = 22.920 cm^2 , d1 = 10.0 cm

$\sum$ = 22.920 cm^2

Asf = H 19 @ 8 EA = 22.920 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0076) < Pmax (0.0800) ---------- 0.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 600.00 x 1000.00= 15048000.000 N

Cs = As x fy = 916800.00 N , Cs' = Asf x fy = 916800.000 N

Xp = (15048000.00 x 300.0 + 916800.0 x 100.0 + 916800.0 x 500.0) / 16881600.000

= 300.000 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 250.800 mm

fs' = 600 x (300.000 - 100.0) / 300.C = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 250.800 x 1000 = 6290064.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 854916.000 N

Ts = As x fs = 916800.000 N

Pb = 6290064.000 + 854916.000 - 916800.000 = 6228180.000 N

Mb = 6290064.000x(500.0-250.800/2)+854916.000x(500.0-100.0)-6228180.000x(300.000-100.0)

= 1452588374.400 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 233.228 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 169.525 mm , a = k1 x c = 141.723 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 169.525) / 169.525 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (169.525 - 100.000) / 169.525 = 246.0693 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 141.723 x 1000 = 3554404.042 N

Cs = 2292.000 x (246.069 - 0.836 x 30) = 506507.418 N

Ts = 2292.000 x 400.000 = 916800.000 N

Pn = 3554404.042 + 506507.418 - 916800.000 = 3144111.460 N

Mn' = 3554404.042 x (500.0 - 141.723 / 2) + 506507.418 x (500.0 - 100.0)

= 1727935209.585 N.mm

- 편심오차 : |e' - Mn'/Pn| = 18.685 > 0.001 (e' = e + Xp - dc : 568.263405 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 13613366.400 N ≥ Pn = 3144111.460

ΦPn = 2200878.022 > ΦPb = 4359726.000 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 3144111.460 = 2200.878 kN ≥ Pu = 440.690 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 368.263 = 810.503 kN.m ≥ Mu = 162.290 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 408324.260 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 101.43 × 1000000 / [2292×(500 - 111.633/3)]

= 95.624 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 2292/1000 + 7 × 2292/1000 × √[(1 + 2×1000×500/(7×2292)]

= 111.633 ㎜

사용철근량 = 2292.000 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H19 @ 125 (= 2292 $㎜^2$)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 95.624) - 2.5 × 90.5 = 597.28 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 95.624) = 658.83 ㎜

Sa는 작은 값인 597.28 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 597.284 mm) ----- ∴ O.K.

⑨ 벽체 하단부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	531.27	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	228.29	(kN · m)			
설계전단력	:	Vu	=	260.17	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	27.68	(kN.m)			
부 재 높 이	:	H	=	600.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa	
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85		
유효높이(휨)	:	d	=	500.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70		
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	429.71	(mm)	

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 19 @ 8 EA = 22.920 cm^2 , d1 = 10.0 cm

$\sum$ = 22.920 cm^2

Asf = H 19 @ 4 EA = 11.460 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0057) < Pmax (0.0800) ---------- 0.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 600.00 x 1000.00= 15048000.000 N

Cs = As x fy = 916800.00 N , Cs' = Asf x fy = 458400.000 N

Xp = (15048000.00 x 300.0 + 916800.0 x 100.0 + 458400.0 x 500.0) / 16423200.000

= 294.418 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 250.800 mm

fs' = 600 x (300.000 - 100.0) / 300.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 250.800 x 1000 = 6290064.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 427458.000 N

Ts = As x fs = 916800.000 N

Pb = 6290064.000 + 427458.000 - 916800.000 = 5800722.000 N

Mb = 6290064.000x(500.0-250.800/2)+427458.000x(500.0-100.0)-5800722.000x(294.418-100.0)

= 1399478417.013 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 241.259 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 139.740 mm , a = k1 x c = 116.822 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 139.740) / 139.740 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (139.740 - 100.000) / 139.740 = 170.6306 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 116.822 x 1000 = 2929907.618 N

Cs = 1146.000 x (170.631 - 0.836 x 30) = 166800.939 N

Ts = 2292.000 x 400.000 = 916800.000 N

Pn = 2929907.618 + 166800.939 - 916800.000 = 2179908.557 N

Mn' = 2929907.618 x (500.0 - 116.822 / 2) + 166800.939 x (500.0 - 100.0)

= 1360534658.044 N.mm

- 편심오차 : |e' - Mn'/Pn| = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 624.123829 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 13270024.800 N ≥ Pn = 2179908.557

ΦPn = 1525935.990 < ΦPb = 4060505.400 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = 0.720

ΦPn = 0.72 x 2179908.557 = 1569.534 kN ≥ Pu = 531.270 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 429.706 = 674.439 kN.m ≥ Mu = 228.290 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 412507.871 N

여기서 , 1/2ϕVc< Vu ≤ ϕVc 이므로 최소 전단 철근 필요

- 계산된 스터럽 : min.Av = 0.35x(bo x s / fy)= 1.31㎠

- 배근할 스터럽 : H 13 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm O.K !!!

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 2.534 ㎠ O.K !!!

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 27.68 × 1000000 / [2292×(500 - 111.633/3)]

= 26.096 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 2292/1000 + 7 × 2292/1000 × √[(1 + 2×1000×500/(7×2292)]

= 111.633 ㎜

사용철근량 = 2292.000 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 26.096) - 2.5 × 90.5 = 2791.49 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 26.096) = 2414.19 ㎜

Sa는 작은 값인 2414.19 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 2414.194 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑩ 벽체 하단부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	482.59	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	283.12	(kN·m)			
설계전단력	:	Vu	=	260.17	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	176.95	(kN.m)			
부 재 높 이	:	H	=	600.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa	
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85		
유효높이(휨)	:	d	=	500.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70		
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	586.67	(mm)	

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 19 @ 8 EA = 22.920 cm^2 , d1 = 10.0 cm

$\sum$ = 22.920 cm^2

Asf = H 19 @ 4 EA = 11.460 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0057) < Pmax (0.0800) ---------- 0.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 600.00 x 1000.00= 15048000.000 N

Cs = As x fy = 916800.00 N , Cs' = Asf x fy = 458400.000 N

Xp = (15048000.00 x 300.0 + 916800.0 x 100.0 + 458400.0 x 500.0) / 16423200.000

= 294.418 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 250.800 mm

fs' = 600 x (300.000 - 100.0) / 300.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 250.800 x 1000 = 6290064.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 427458.000 N

Ts = As x fs = 916800.000 N

Pb = 6290064.000 + 427458.000 - 916800.000 = 5800722.000 N

Mb = 6290064.000x(500.0-250.800/2)+427458.000x(500.0-100.0)-5800722.000x(294.418-100.0)

= 1399478417.013 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 241.259 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 104.914 mm , a = k1 x c = 87.708 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 104.914) / 104.914 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (104.914 - 100.000) / 104.914 = 28.10411 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 87.708 x 1000 = 2199723.442 N

Cs = 1146.000 x (28.104 - 0.836 x 30) = 3465.628 N

Ts = 2292.000 x 400.000 = 916800.000 N

Pn = 2199723.442 + 3465.628 - 916800.000 = 1286389.069 N

Mn' = 2199723.442 x (500.0 - 87.708 / 2) + 3465.628 x (500.0 - 100.0)

= 1004781001.828 N.mm

- 편심오차 : |e' - Mn'/Pn| = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc : 781.085425 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 13270024.800 N ≥ Pn = 1286389.069

ΦPn = 900472.349 < ΦPb = 4060505.400 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = 0.770

ΦPn = 0.77 x 1286389.069 = 990.520 kN ≥ Pu = 482.590 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 586.668 = 581.106 kN.m ≥ Mu = 283.120 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 410259.492 N

여기서 , 1/2ϕVc< Vu ≤ ϕVc 이므로 최소 전단 철근 필요

- 계산된 스터럽 : min.Av = 0.35x(bo x s / fy)= 1.31㎠

- 배근할 스터럽 : H 13 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm O.K !!!

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 2.534 ㎠ O.K !!!

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 176.95 \times 1000000 / [2292 \times (500 - 111.633/3)]$

$= 166.822$ Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 2292/1000 + 7 \times 2292/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 500/(7 \times 2292)]}$

$= 111.633$ ㎜

사용철근량 = 2292.000 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 166.822) - 2.5 × 90.5 = 245.810 ㎜

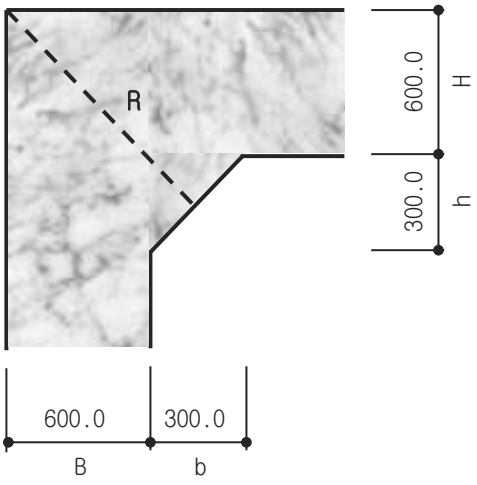
300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 166.822) = 377.648 ㎜

Sa는 작은 값인 245.810 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 245.81 ㎜) ----- ∴ O.K.

12. 우각부 검토

1) 상부 슬래브



CON'C 설계기준강도(fck) : 30.0 MPa

CON'C 허용휨인장응력(fta) = 0.13√fck Mpa

: 0.712 MPa

철근 항복강도(fy) : 400.0 MPa

철근 허용응력 : 180.0 MPa

사용 모멘트 Mo : 152.60 kN·m

R = √2 × b / (b+h) × [B + h + (H × h/b)]

= 1060.66 mm

① 보강철근 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 152600000}{1060.66^2 \times 1000.0} = 0.678 \text{ MPa}$$

f_{tmax} = 0.678 MPa < f_{ta} = 0.712 MPa 이므로 보강철근 필요없음.

② 소요 철근량

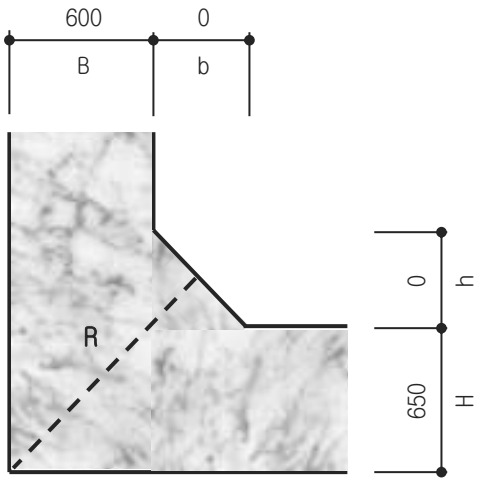
외측인장에 대한 보강 필요철근량(Asf)

$$Asf = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 0}{1060.66 \times 180.0} = 0.00 \text{ ㎟}$$

▶ 보강 As = Asf - 주철근사용 As = 0.00 - 1146 = -1146.00 ㎟

----- 우각부 보강철근 필요없음

2) 하부 슬래브



CON'C 설계기준강도(fck) : 30.0 MPa

CON'C 허용휨인장응력(fta) = 0.13√fck Mpa

: 0.712 MPa

철근 항복강도(fy) : 400.0 MPa

철근 허용응력 : 180.0 MPa

사용 모멘트 Mo : 176.95 kN · m

R = √ (B2 + H2) = 884.59 mm

① 보강철근 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 176950000}{884.59^2 \times 1000.0} = 1.131 \text{ MPa}$$

f_{tmax} = 1.131 MPa > f_{ta} = 0.712 MPa 이므로 보강철근 필요.

② 소요 철근량

외측인장에 대한 보강 필요철근량(Asf)

$$Asf = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 176950000}{884.59 \times 180.0} = 2222.62 \text{ ㎟}$$

▶ 보강 As = Asf - 주철근사용 As = 2222.62 - 1146 = 1076.62 ㎟

----- 우각부 보강철근 필요

외측인장에 대한 보강 사용철근량(As)

As = H22 @ 250 - 1 단 = 1548.40 ㎟

Asf = 1076.62 ㎟ < As = 1548.40 ㎟ ----- ∴ O.K.

13. 배력철근 검토

1) 구조상세 - 철도설계기준(노반편) p.5-19

다. 종방향으로 영향을 받는 경우로써 상부슬래브, 하부슬래브와 벽체에 있어서 종방향 최소철근량은 복토의 깊이가 3.0 m 이하인 경우에는 콘크리트 단면적의 0.4%, 복토가 3.0m 이상인 경우에는 복토 깊이가 30m인 경우의 사용량인 1.0%를 기준으로 선형변화량을 사용하되, 종방향 철근량은 주철근량 미만이어야 한다.

라. 단단한 지반 위에 놓인 경우와 말뚝기초로 지지되는 경우로써 종방향 부등침하가 우려되지 않은 경우에는 다.항의 기준을 적용하지 않는다. 따라서 어느 정도 견고한 지반위에 놓이는 일반적인 구교로써 적적한 신축이음매가 설치되어 상세한 종방향해석이 필요하지 않다고 판단되는 경우 종방향 철근량은 슬래브의 경우 콘크리트단면적의 0.25%, 벽체의 경우 0.3%를 적용한다.

마. 배력철근은 단위폭주변의 인장 주철근량의 1/5 이상으로 하여 종단방향에 계산외의 응력이 발생하는 것을 고려하여야 한다.

2) 배력철근의 최소 철근비

슬래브의 배력 철근비 = 0.25 % 벽체의 배력 철근비 = 0.30 %

① 상부슬래브

배력철근 최소 철근비 (Asreq) = 1,000.0 × 600.0 × 0.25	=	1500.00	㎟
사용철근 인장측 ; H 16 @ 150	=	1324.00	㎟
압축측 ; H 16 @ 300	=	662.00	㎟
	∑ As =	1986.00	㎟

따라서, As = 1986.00 ㎟ > Asreq = 1500.00 ㎟ ----- ∴ O.K.

사용 주철근량의 1/5 = 458.400 ㎟

따라서, As = 1324.00 ㎟ > Asreq = 458.40 ㎟ ----- ∴ O.K.

② 하부슬래브

배력철근 최소 철근비 (Asreq) = 1,000.0 × 650.0 × 0.25	=	1625.00	㎟
사용철근 인장측 ; H 16 @ 150	=	1324.00	㎟
압축측 ; H 16 @ 300	=	662.00	㎟
	∑ As =	1986.00	㎟

따라서, As = 1986.00 ㎟ > Asreq = 1625.00 ㎟ ----- ∴ O.K.

사용 주철근량의 1/5 = 458.400 ㎟

따라서, As = 1324.00 ㎟ > Asreq = 458.40 ㎟ ----- ∴ O.K.

③ 벽체

배력철근 최소 철근비 (Asreq) = 1,000.0 × 600.0 × 0.30	=	1800.00	㎟
사용철근 인장측 ; H 16 @ 150	=	1324.00	㎟
압축측 ; H 16 @ 300	=	662.00	㎟
	∑ As =	1986.00	㎟

따라서, As = 1986.00 ㎟ > Asreq = 1800.00 ㎟ ----- ∴ O.K.

사용 주철근량의 1/5 = 458.400 ㎟

따라서, As = 1324.00 ㎟ > Asreq = 458.40 ㎟ ----- ∴ O.K.

14. 사용성검토

1) 상부슬래브 최소 두께

1.2(L+3)/30 = 1.2 ×(4.610 + 3) / 30 = 304.4 mm

상부슬래브 두께 = 600.0 mm

Tuse = 600.0 mm > Tmin = 304.4 mm ----- ∴ O.K.

2) 철근 피로검토

피로응력한계 : 사용하중하에서 활하중과 충격에 의해 야기되는 직선철근의 최대 인장응력과 최소 응력 상이의 범위는 다음 값을 초과할수 없다.

$f_f = 165 - 0.33fmin$

여기서, f_f : 응력범위(Mpa)

fmin : 최소응력 수준으로 인장은 정(+), 압축은 부(-)의 값(Mpa)

① 상부슬래브 단부

4.61 m 지간에서의 모멘트 변화에 의한 피로검토

Mmax = 0.371 kN ·m Mmin = -10.879 kN ·m

- 사용철근량 = H19 × 8ea = 2292.000 ㎟

n = 7

p = As / bd = 2292.00 / (1000 × 600) = 0.00382

$K = -np + \sqrt{\{(np)^2 + 2np\}}$

$= -7 \times 0.00382 + \sqrt{\{ (7 \times 0.00382)^2 + 2 \times 7 \times 0.00382 \}}$

= 0.206

J = 1 - K / 3 = 1 - 0.206 / 3 = 0.931

$$fs\ max = \frac{M}{As \times j \times d} = \frac{0.371 \times 10^6}{2292.00 \times 0.931 \times 600} = 0.290\ Mpa$$

$$fs\ min = \frac{-10.879 \times 10^6}{2292.00 \times 0.931 \times 600} = -8\ Mpa$$

Δf = fs max - fs min = 8.784 Mpa

$f_f = 165 - 0.33fmin$

= 165 - 0.33 × -8.49 = 167.803 Mpa > 8.784 Mpa O.K.

② 상부슬래브 중앙부

4.61 m 지간에서의 모멘트 변화에 의한 피로검토

Mmax = 46.512 kN ·m Mmin = 41.391 kN ·m

- 사용철근량 = H19 × 8ea = 2292.000 ㎟

n = 7

p = As / bd = 2292.00 / (1000 × 500) = 0.00458

$K = -np + \sqrt{\{(np)^2 + 2np\}}$

= -7 × 0.00458 + √{ (7 × 0.00458) ^{2} + 2 × 7 × 0.00458 }

= 0.223

J = 1 - K / 3 = 1 - 0.223 / 3 = 0.926

$$fs\ max = \frac{M}{As \times j \times d} = \frac{46.512 \times 10^6}{2292.00 \times 0.926 \times 500} = 43.850\ Mpa$$

$$fs\ min = \frac{41.391 \times 10^6}{2292.00 \times 0.926 \times 500} = 39\ Mpa$$

Δf = fs max - fs min = 4.828 Mpa

$f_f = 165 - 0.33fmin$

= 165 - 0.33 × 39.02 = 152.123 Mpa > 4.828 Mpa O.K.

15. 기초지지력 검토

1) 구체자중

-	5.200	x	0.650	x	24.500					=	82.810	kN/m
-	5.200	x	0.600	x	24.500					=	76.440	kN/m
-	4.000	x	0.600	x	24.500					=	58.800	kN/m
-	4.000	x	0.600	x	24.500					=	58.800	kN/m
-	0.300	x	0.300	x	1/2	x	2	x	24.500	=	2.205	kN/m
								∴	Total	=	279.055	kN/m

279.055 / 5.200 = 53.664 kN/m²

2) 상부연직하중

= 80.08 kN/m²

3) 활하중

= 21.019 kN/m²

4) 최대 지반 반력

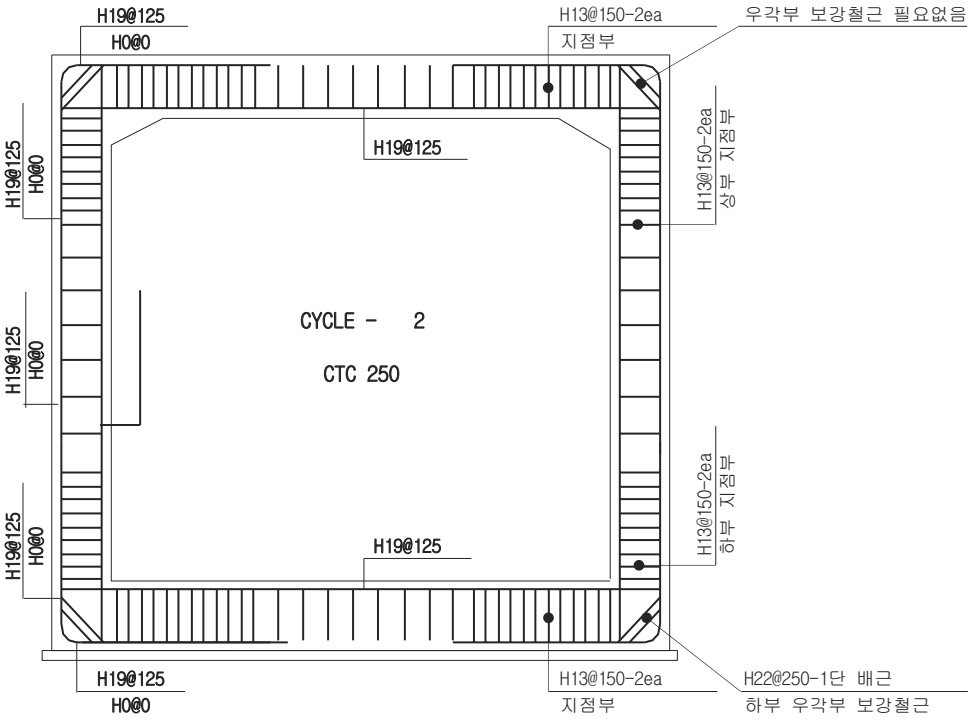
Qmax = 53.664 + 80.080 + 21.019

= 154.763 kN/m²

5) 지지력 검토

Qmax = 154.763 kN/m² < 300.00 kN/m² --- ∴ O.K.

16. 주철근 조립도



▶ 배력철근

- 상부 지점부 : H16, 인장측:150, 압축측:300
- 하부 지점부 : H16, 인장측:150, 압축측:300
- 벽체부 : H16, 인장측:150, 압축측:300

17.날개벽 설계

17.1 W1~W4

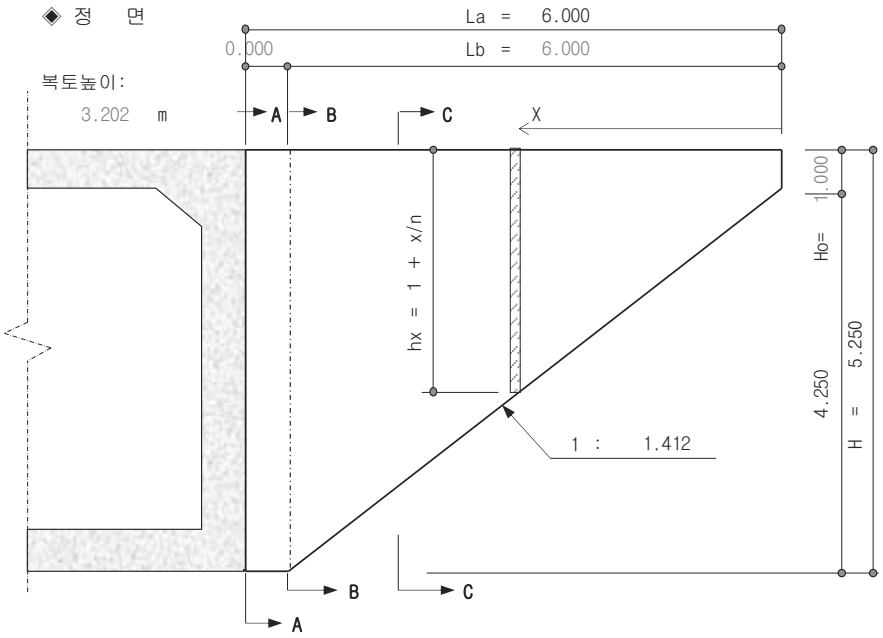
17.1.1 설 계 조 건

① 날개벽 형식 : 평 행 날 개 벽
② 단 위 중 량 : γ_t = 20.0 kN/㎥
③ 내부 마찰각 : ϕ = 35.0 °
④ 토 압 계 수 : K_o = (1 - sinϕ) × (1 + sinβ) = 0.634
⑤ 면벽 기울기 : 1 : 1.412 (평균구배 적용)
⑥ 콘크리트 강도 : f_{ck} = 30 MPa
⑦ 철근 항복응력 : f_y = 400 MPa

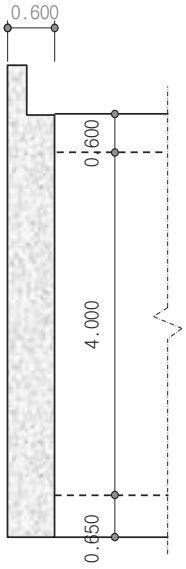
17.1.2 날개벽 단면

; 범용계산을 위하여 단면가정이 일반도와 상이할 수 있으나, 적용치수는 일반도와 같이 적용됨.

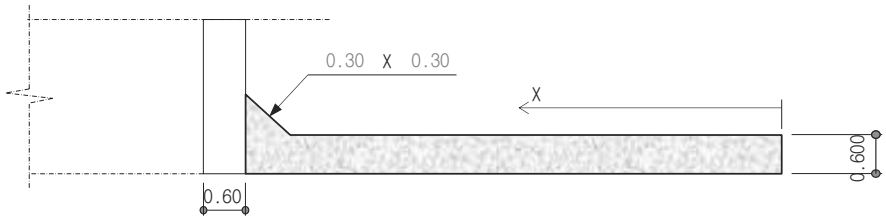
◈ 정 면



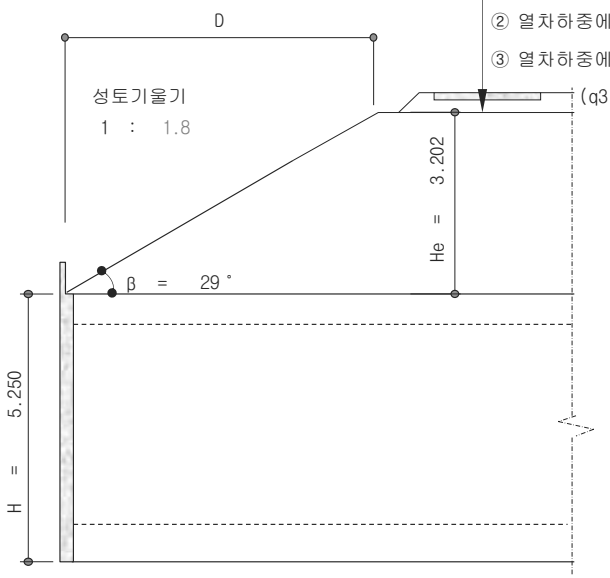
◈ 측 면



◈ 평 면



17.1.3 하 중 계 산 (상재하중 : q)



① 궤도중량에 의한 상재하중 (q_1 = 15.00 kN/㎡)
② 열차하중에 의한 상재하중 (q_2 = 35.00 kN/㎡)
③ 열차하중에 의한 상재하중 (q_3 = 80/B kN/㎡)
(q3 = 궤도가 근접해 있는 경우, 열차하중에 의한 상재하중)

1) 옹벽으로부터 궤도까지의 거리
- B = 2.100 > 2.00 ∴ q_3 = 0.00
- D = 3.202 × 1.8 = 5.764

2) 평행날개벽에 작용하는 상재하중(q)

① 기타 상재하중	=	15.000	kN/㎡
② 궤도중량에 의한 상재하중	=	35.000	kN/㎡
③ 열차하중에 의한 상재하중	=	0.000	kN/㎡

∴ TOTAL = 50.000 kN/㎡

17.1.4 설계단면력계산

1) 단 면 A-A [x = La = 6.000 m]

① Moment

$$- Ma = \frac{1}{2} Ko \cdot \gamma \left(\frac{x^4}{12n^2} + \frac{x^3 \cdot Ho}{3n} + \frac{x^2 \cdot Ho^2}{2} \right) + Ko \cdot q \left(\frac{x^3}{6n} + \frac{x^2 \cdot Ho}{2} \right)$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.63 \times 20.0 \left(\frac{6.000^4}{12 \times 1.41^2} + \frac{6.000^3 \times 1.000}{3 \times 1.41} + \frac{6.000^2 \times 1.000^2}{2} \right)$$

$$+ 0.63 \times 50.00 \left(\frac{6.000^3}{6 \times 1.41} + \frac{6.000^2 \times 1.000}{2} \right) = 2159.959 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② Shear Force

$$- Sa = \frac{1}{2} Ko \cdot \gamma \left(\frac{x^3}{3n^2} + \frac{x^2 \cdot Ho}{n} + x \cdot Ho^2 \right) + Ko \cdot q \left(\frac{x^2}{2n} + x \cdot Ho \right)$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.63 \times 20.0 \left(\frac{6.000^3}{3 \times 1.41^2} + \frac{6.000^2 \times 1.000}{1.412} + 6.000 \times 1.000^2 \right)$$

$$+ 0.63 \times 50.00 \left(\frac{6.000^2}{2 \times 1.41^2} + 6.000 \times 1.000 \right) = 1023.118 \text{ kN}$$

∴ **USD :** Ma = 1.6 × 2159.959 ÷ 5.250 × 1.2 = 789.928 kN · m/m
WSD : Ma = 1.0 × 2159.959 ÷ 5.250 × 1.2 = 493.705 kN · m/m
USD : Sa = 1.6 × 1023.118 ÷ 5.250 × 1.2 = 374.169 kN/m

적용위치(x)	La	Lb / 4				비 고
	6.000	6.000	4.500	3.000	1.500	
hx	5.250	5.250	4.200	3.100	2.100	[hx=Ho+x/n]
Moment	2159.959	2159.959	971.288	334.113	61.820	kN · m
Mx[USD]	789.928	789.928	444.017	172.445	47.101	kN · m/m
Mx[WSD]	493.705	493.705	277.511	107.778	29.438	kN · m/m
Shear Force	1023.1180	1023.118	586.091	284.21	96.004	kN
Sx[USD]	374.169	374.169	267.927	146.689	73.146	kN/m

2) 단 면 B-B [x = Lb = 6.000 m]
: 위의 표17-1 참조
3) 단 면 C-C [x = 4.500 m]
: 위의 표17-1 참조

17.1.5 단면설계(날개벽 단면A-A)

1) 단면계산 조건

- 단 면 폭 : b_w = 1000 mm
- 단 면 높 이 : h = 600 mm
- 헌 치 : H = 300 mm
- 유 효 높 이 : d_1 = 600 mm (단면계산시)
  d_2 = 500 mm (전단계산시)
- 피 복 두 께 : d_1' = 100 mm (인장1단)
- 피 복 두 께 : d_2' = 0 mm (인장2단)
- 계수 모멘트 : USD : Mu = 789.928 kN·m
  WSD : Ms = 493.705 kN·m
- 계수전단강도: USD : Vu = 374.169 kN
- 콘크리트 강도 : f_{ck} = 30.0 MPa
- 철근 항복응력 : f_y = 400 MPa
- 강도 감소계수 : ϕ = 0.9 (휨)
  ϕ = 0.85 (전단)

2) 단면 계산

(1) 철근량 산정

- 최소철근량(A_S) : (1.4 / fy·b·d) = 2100 ㎟
- 필요철근량(A_S) : $[d-\sqrt{(d^2-4Mu/1.7 \cdot fck \cdot b \cdot \Phi)}] / [2 \cdot fy / 1.7 \cdot fck \cdot b]$ = 3851 ㎟
- 최대철근량(A_S) : $0.75 \cdot 0.85 \cdot \beta \cdot fck \cdot 600 / [fy \cdot (600+fy)] \cdot b \cdot d$ = 14631 ㎟
- 4/3 (요구 철근량 (A_S)) = 5134.667 ㎟

(2) 사용 철근량 (A_S)

- 인장 철근량 : 1단 : H 29 @ 125 - 8 ea = 5139 ㎟
  2단 : H @ 0 - ea = 0 ㎟ ; Total: 5,139 ㎟

(3) 철근비검토

- 최소철근비: $\rho_{min} = 0.25 \times \sqrt{(f_{ck})}/f_y$ = 0.00342 < 1.4 / f_y = 0.00350
- 균형철근비: $\rho_b = 0.85 \times \beta_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y))$ = 0.03198 (β_1= 0.836)

∴ ρ_{min} = 0.00350 < ρ = 0.00857 < ρ_{max} = 0.02283 == OK ==

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 : a = As·fy / (0.85·fck·b) = 80.61 mm
- 극한 모멘트 : Mu = 789.93 kN·m
- 공칭 모멘트 : Mn = As·fy (d-a/2) = 1150.55 kN·m
- 설계 모멘트 : Md = Φ· Mn = 1035.50 kN·m

∴ Md > Mu == OK ==

3) 전단 검토

- Vc = $1/6 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d$ = 456.44 kN
- Φ · Vc = 387.974 kN

∴ Vu < Φ · Vc === 전단철근 불필요 !!!

4) 균열 검토

- 콘크리트 피복 두께 (dc) = 100 mm
- 인장철근 도심까지의 거리 (dc') = 100 mm
- d = 700 - 100 = 600 mm

- fs = M / {As (d - x/3)}
  = 493704914 ÷ (5139.2 × (600 - 175 ÷ 3)) = 177.3 N/㎟
- 철근 유효단면적 : A = 1000 × 100 × 2 ÷ 8 = 25000 ㎟
- 압축응력 깊이 : x = k · d = 175 mm
- 중 립 축 비 : k = $-np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.29155 (n = 7)
- 철 근 비 : p = As / [b · d]
  = 5139 ÷ (1000 × 600) = 0.00857
- 인장철근의 간격 검토

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.5 mm

sa1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc
= 375 x (210 / 177.3) - 2.5 x 86 = 230.3 mm
sa2 = 300 x (210 / fs)
= 300 x (210 / 177.3) = 355.2 mm

sa = Min (230.3 , 355.2) = 230.3 mm
s = 125 mm < sa = 230.3 mm == OK ==

5) 배력철근 계산

- 주철근량의 1/5 : A_{min1} = 1/5 × 5139.2 = 1028 ㎟
- 단면적의 0.30% : A_{min2} = 0.003 × Ag = 0.003 × 1000 600 = 1800 ㎟
- 배 력 철 근 량 : H 16 , 인장측 : 150 mm , 압축측 : 300 mm
  * 인장측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 150) × 1 = 1390 ㎟
  * 압축측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 300) = 596 ㎟
- 배 력 철 근 량 : 1986 ㎟ > 1800 ㎟ = Amin == O.K ==
- 인장측 배력철근량 : 1390 ㎟ < 5139 ㎟ = 인장측 주철근량 == O.K ==

17.1.6 단면설계(날개벽 단면B-B)

1) 단면계산 조건

- 단 면 폭 : b_w = 1000 mm
- 단 면 높 이 : h = 600 mm
- 유 효 높 이 : d_1 = 500 mm (단면계산시)
  d_2 = 500 mm (전단계산시)
- 피 복 두 께 : d_1' = 100 mm (인장1단)
- 피 복 두 께 : d_2' = 0 mm (인장2단)
- 계수 모멘트 : USD : Mu = 789.93 kN·m
  WSD : Ms = 493.70 kN·m
- 계수전단강도: USD : Vu = 374.17 kN
- 콘크리트 강도 : f_{ck} = 30.0 MPa
- 철근 항복응력 : f_y = 400 MPa
- 강도 감소계수 : ϕ = 0.9 (휨)
  ϕ = 0.85 (전단)

2) 단면 계산

(1) 철근량 산정

- 최소철근량(A_S) : (1.4 / fy·b·d) = 1750 ㎟
- 필요철근량(A_S) : $[d-\sqrt{(d^2-4Mu/1.7 \cdot fck \cdot b \cdot \Phi)}] / [2 \cdot fy / 1.7 \cdot fck \cdot b]$ = 4741 ㎟
- 최대철근량(A_S) : $0.75 \cdot 0.85 \cdot \beta \cdot fck \cdot 600 / [fy \cdot (600+fy)] \cdot b \cdot d$ = 12192 ㎟
- 4/3 (요구 철근량 (A_S)) = 6321.333 ㎟

(2) 사용 철근량 (A_S)

- 인장 철근량 : 1단 : H 29 @ 125 - 8 ea = 5139 ㎟
  2단 : H 0 @ 0 - 0 ea = 0 ㎟ ; Total: 5,139 ㎟

(3) 철근비검토

- 최소철근비: $\rho_{min} = 0.25 \times \sqrt{(f_{ck})}/f_y$ = 0.00342 < 1.4 / f_y = 0.00350
- 균형철근비: $\rho_b = 0.85 \times \beta_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y))$ = 0.03198 (β_1= 0.836)

∴ ρ_{min} = 0.00350 < ρ = 0.01028 < ρ_{max} = 0.02283 == OK ==

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 : a = As·fy / (0.85·fck·b) = 80.61 mm
- 극한 모멘트 : Mu = 789.93 kN·m
- 공칭 모멘트 : Mn = As·fy (d-a/2) = 944.99 kN·m
- 설계 모멘트 : Md = Φ· Mn = 850.49 kN·m

∴ Md > Mu == OK ==

3) 전단 검토

- Vc = $1/6 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d$ = 456.44 kN
- Φ·Vc = 387.974 kN

∴ Vu < Φ·Vc === 전단철근 불필요 !!!

4) 균열 검토

- 콘크리트 피복 두께 (dc) = 100 mm
- 인장철근 도심까지의 거리 (dc') = 100 mm
- d = 600 - 100 = 500 mm

- fs = M / {As (d - x/3)}
  = 493704914 ÷ (5139.2 × (500 - 157 ÷ 3)) = 214.6 N/㎟
- 철근 유효단면적 : A = 1000 × 100 × 2 ÷ 8 = 25000 ㎟
- 압축응력 깊이 : x = k · d = 157 mm
- 중 립 축 비 : k = $-np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.31417 (n = 7)
- 철 근 비 : p = As / [b · d]
  = 5139 ÷ (1000 × 500) = 0.01028
- 인장철근의 간격 검토

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.5 mm

sa1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc
= 375 x (210 / 214.6) - 2.5 x 86 = 153.2 mm
sa2 = 300 x (210 / fs)
= 300 x (210 / 214.6) = 293.6 mm

sa = Min (153.2 , 293.6) = 153.2 mm
s = 125 mm < sa = 153.2 mm == OK ==

5) 배력철근 계산

- 주철근량의 1/5 : A_{min1} = 1/5 × 5139.2 = 1028 ㎟
- 단면적의 0.30% : A_{min2} = 0.003 × Ag = 0.003 × 1000 × 600 = 1800 ㎟
- 배 력 철 근 량 : **H 16** , 인장측 : **150** mm , 압축측 : **300** mm
  * 인장측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 150) × 1 = 1390 ㎟
  * 압축측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 300) = 596 ㎟
- 배 력 철 근 량 : 1986 ㎟ > 1800 ㎟ = Amin == 0.K ==
- 인장측 배력철근량 : 1390 ㎟ < 5139 ㎟ = 인장측 주철근량 == 0.K ==

17.1.7 단면설계(날개벽 단면C-C)

1) 단면계산 조건

- 단 면 폭 : b_w = 1000 mm
- 단 면 높 이 : h = 600 mm
- 유 효 높 이 : d_1 = 500 mm (단면계산시)
  d_2 = 500 mm (전단계산시)
- 피 복 두 께 : d_1' = 100 mm (인장1단)
- 피 복 두 께 : d_2' = 0 mm (인장2단)
- 계수 모멘트 : USD : Mu = 444.02 kN·m
  WSD : Ms = 277.51 kN·m
- 계수전단강도: USD : Vu = 267.93 kN

- 콘크리트 강도 : f_{ck} = 30.0 MPa
- 철근 항복응력 : f_y = 400 MPa
- 강도 감소계수 : ϕ = 0.9 (휨)
  ϕ = 0.85 (전단)

2) 단면 계산

(1) 철근량 산정

- 최소철근량(A_S) : (1.4 / fy · b · d) = 1750 ㎟
- 필요철근량(A_S) : [d-√(d^2-4Mu/1.7 · fck · b · Φ)] / [2 · fy / 1.7 · fck · b] = 2570 ㎟
- 최대철근량(A_S) : 0.75 · 0.85 · β · fck · 600 / [fy · (600+fy)] · b · d = 12192 ㎟
- 4/3 (요구 철근량 (A_S)) = 3426.667 ㎟

(2) 사용 철근량 (A_S)

- 인장 철근량 : 1단 : H 29 @ 125 - 8 ea = 5139 ㎟
  2단 : H @ 0 - ea = 0 ㎟ ; Total: 5,139 ㎟

(3) 철근비검토

- 최소철근비: $\rho_{min} = 0.25 \times \sqrt{(f_{ck})}/f_y = 0.00342 < 1.4 / f_y = 0.00350$
- 균형철근비: $\rho_b = 0.85 \times \beta_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.03198$ (β_1= 0.836)

∴ ρ_{min} = 0.00350 < ρ = 0.01028 < ρ_{max} = 0.02283 == OK ==

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 : a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 80.61 mm
- 극한 모멘트 : Mu = 444.02 kN · m
- 공칭 모멘트 : Mn = As · fy (d-a/2) = 944.99 kN · m
- 설계 모멘트 : Md = Φ · Mn = 850.49 kN · m

∴ Md > Mu == OK ==

3) 전단 검토

- Vc = $1/6 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d$ = 456.44 kN
- Φ · Vc = 387.974 kN

∴ Vu < Φ · Vc === **전단철근 불필요 !!!**

4) 균열 검토

- 콘크리트 피복 두께 (dc) = 100 mm
- 인장철근 도심까지의 거리 (dc') = 100 mm
- d = 600 - 100 = 500 mm

- fs = M / {As (d - x/3)}
  = 277510857 ÷ (5139.2 × (500 - 157 ÷ 3)) = 120.6 N/㎟
- 철근 유효단면적 : A = 1000 × 100 × 2 ÷ 8 = 25000 ㎟
- 압축응력 깊이 : x = k · d = 157 mm
- 중 립 축 비 : k = -np + √ ($(np)^2$ + 2np) = 0.31417 (n = 7)
- 철 근 비 : p = As / [b · d]
  = 5139 ÷ (1000 × 500) = 0.01028
- 인장철근의 간격 검토

  Cc = 100 - 29 / 2 = 86 mm

  sa1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc
  = 375 x (210 / 120.6) - 2.5 x 86 = 439.1 mm

  sa2 = 300 x (210 / fs)
  = 300 x (210 / 120.6) = 522.3 mm

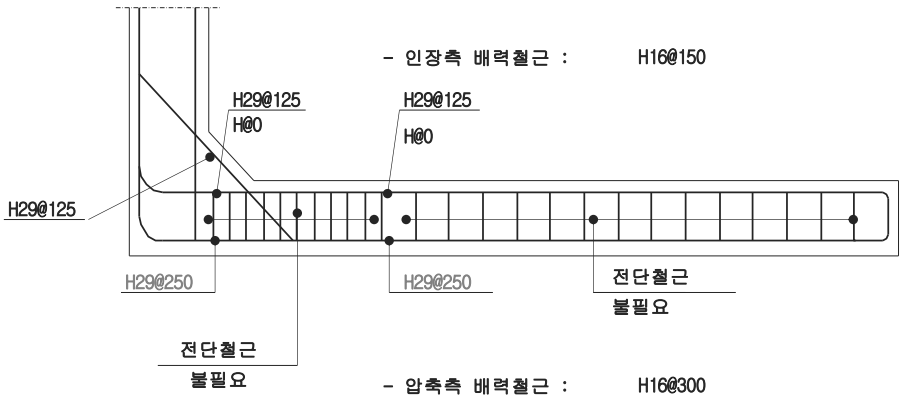
  sa = Min (439.1 , 522.3) = 439.1 mm

  s = 125 mm < sa = 439.1 mm == OK ==

5) 배력철근 계산

- 주철근량의 1/5 : A_{min1} = 1/5 × 5139.2 = 1028 ㎟
- 단면적의 0.30% : A_{min2} = 0.003 × Ag = 0.003 × 1000 × 600 = 1800 ㎟
- 배 력 철 근 량 : H 16 , 인장측 : 150 ㎜ , 압축측 : 300 ㎜
  - * 인장측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 150) × 1 = 2582 ㎟
  - * 압축측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 300) = 596 ㎟
- 배 력 철 근 량 : 3178 ㎟ > 1800 ㎟ = Amin == 0.K ==
- 인장측 배력철근량 : 1800 ㎟ < 5139 ㎟ = 인장측 주철근량 == 0.K ==

17.1.8 날개벽 주철근조립도



1.3 C(함) 탑리 제4

C(함) 탑리제4

- 2.0 x 2.00 x 1
- 토피 = 7.6m 이하

1. 설 계 조 건
2. 단 면 가 정
3. 해석모델 및 단면제원
4. 하중산정
5. 하중재하도
6. 하중계수 및 하중조합
7. INPUT DATA
8. OUTPUT
9. 단면력요약
10. 단 면 력 도
11. 단 면 검 토
12. 우각부 검토
13. 배력철근 검토
14. 사용성 검토
15. 기초지지력 검토
16. 주철근조립도
17. 날개벽 설계

1. 설계 조건

1) 구조물명 : c (함)

2) 구조형식 : 철근 콘크리트 구조

3) 설계하중 : KRL2012 (복 선)

4) 재료중량

- 철근 콘크리트(γ_c)	=	24.5	kN/m^3
- 무근 콘크리트(γ_{con})	=	23.0	kN/m^3
- 뒷채움 토사(γ_t)	=	20.0	kN/m^3
- 뒷채움 토사(γ_{sub})	=	11.0	kN/m^3
- 지하수(γ_w)	=	10.0	kN/m^3

5) 사용재료의 성질

- 콘크리트 설계기준 강도(fck)	=	30.0	MPa
- 콘크리트 탄성계수(Ec)	=	27537	MPa
- 철근의 항복강도(fy)	=	400.0	MPa
- 철근의 탄성계수(Es)	=	200000	MPa

6) 토 사

- 흙의 내부마찰각 (ϕ)	=	35.0	°
- 정지 토압계수 (Ko)	=	0.426	

7) 기 초 형 식 : 직접기초

8) 사 각(Skew) : 71.00 ° 연 장 (L) : 42.00 m

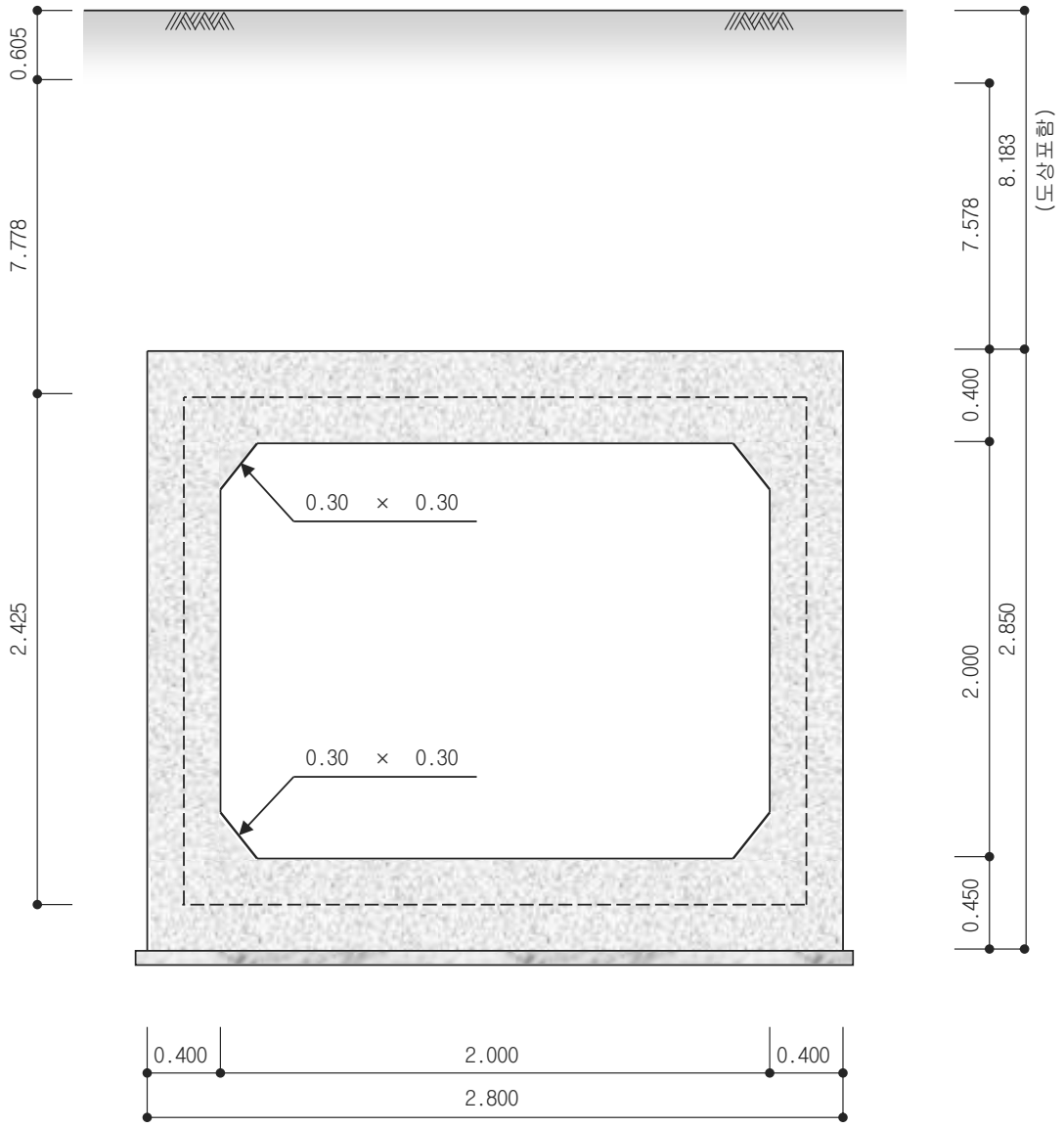
9) 설계방법

- 강도 설계법 : 부재 단면검토(슬래브, 벽체, 보, 기둥 등)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토(처짐, 균열, 우각부 검토)

10) 참고문헌

- 철도설계기준(노반편), 국토해양부, 2013
- 콘크리트 구조설계기준해설, 한국콘크리트 학회, 2012

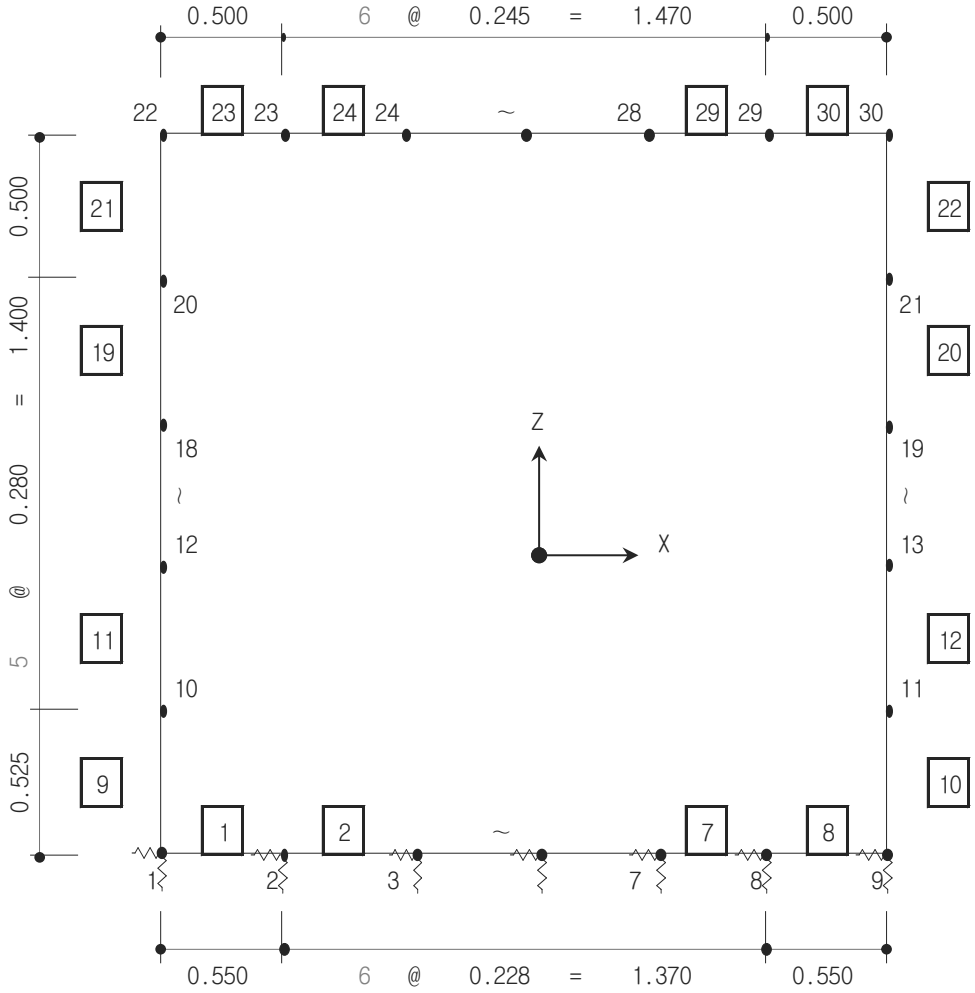
2. 단면 가정



※ 유효경간

Skew =	71.0	°				
Ln =	2.400	m				
Ls =	2.538	m				
Ls/B =	2.538	/	18.000	=	0.141	<	1.500
L =	2.470	m				

3. 해석모델 및 단면제원



1) 절점 좌표

Joint	좌 표			Joint	좌 표		
	X	Y	Z		X	Y	Z
1	0.000	0.000	0.000	13	2.470	0.000	0.805
2	0.550	0.000	0.000	14	0.000	0.000	1.085
3	0.778	0.000	0.000	15	2.470	0.000	1.085
4	1.007	0.000	0.000	16	0.000	0.000	1.365
5	1.235	0.000	0.000	17	2.470	0.000	1.365
6	1.463	0.000	0.000	18	0.000	0.000	1.645
7	1.692	0.000	0.000	19	2.470	0.000	1.645
8	1.920	0.000	0.000	20	0.000	0.000	1.925
9	2.470	0.000	0.000	21	2.470	0.000	1.925
10	0.000	0.000	0.525	22	0.000	0.000	2.425
11	2.470	0.000	0.525	23	0.500	0.000	2.425
12	0.000	0.000	0.805	24	0.745	0.000	2.425

Joint	좌 표			Joint	좌 표		
	X	Y	Z		X	Y	Z
25	0.990	0.000	2.425	28	1.725	0.000	2.425
26	1.235	0.000	2.425	29	1.970	0.000	2.425
27	1.480	0.000	2.425	30	2.470	0.000	2.425

2) 경계 조건

joint	spring계수 (kN/m²)		joint	spring계수 (kN/m²)	
	z방향(수직)	x방향(수평)		z방향(수직)	x방향(수평)
1 , 9	23715		3 ~ 7	11400	
2 , 8	19430				

3) 단면제원

Element	두께	폭	비 고
23 ~ 30	0.400	1.000	상부슬래브
1 ~ 8	0.450	1.000	하부슬래브
9 ~ 22	0.400	1.000	벽 체

4) 강역설정

(1) 강역설정기준(콘크리트구조설계기준 2012)

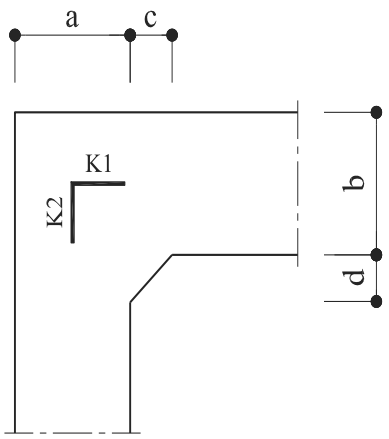
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

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

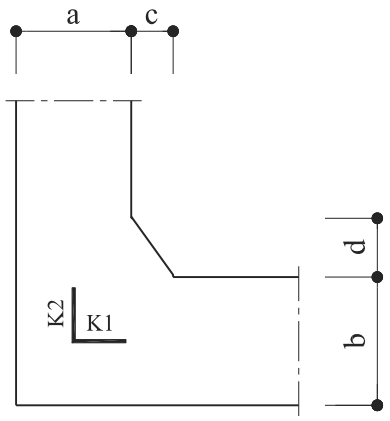
(2) 강역설정

- 절점 22 , 30



a =	400	mm	c =	300	mm
b =	400	mm	d =	300	mm
K1 =	300	mm	K2 =	300	mm

- 절점 1 , 9

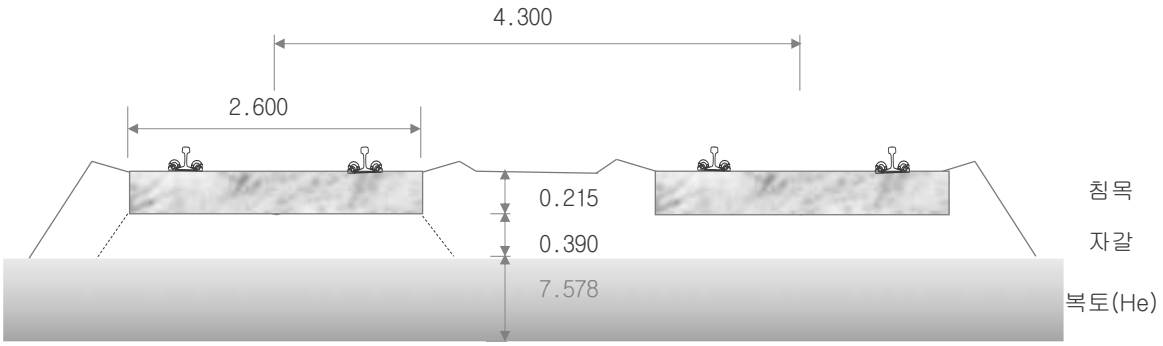


a =	400	mm	c =	300	mm
b =	450	mm	d =	300	mm
K1 =	275	mm	K2 =	325	mm

4. 하중산정

4.1 상시

1) 상부 고정하중(지하수 無)



① 하중 분포폭 산정 (b')

① He < 0.5m 경우 : b + d

b_1 = 2.600 + 0.390 = 2.990 m

② He ≥ 0.5m 경우 : c + b + (d + He)

b_2 = 4.300 + 2.600 + (0.390 + 7.578) = 14.590 m

여기서, He : 시공기면에서의 토피고(m)

a : 동륜간 축간거리(m) c : 복선선로 중심간격(m)

b : 침목길이(m) d : 침목하면의 도상두께(m)

H : 상부슬래브 두께

He ≥ 0.5 m

∴ b' = 14.590 m

② 구조물 자중 : 프로그램 상에서 Self Weight 기능을 이용하여 자동 고려

③ 궤도 중량

- 레일 : 레일당 1.5kN/m를 적용

q_1 = 4 × 1.500 / 14.590 = 0.411 kN/㎡

- 침목 : 고속철도용 5.0kN/m

q_2 = 5.000 × 2 / 14.590 = 0.685 kN/㎡

= 1.096 kN/㎡

④ 도상 (q_2)

TCL = 0.215 × 19.000 × 1.3 = 5.311 kN/㎡

HSB = 0.390 × 19.000 × 1.3 = 9.633 kN/㎡

= 14.944 kN/㎡

⑤ 복토하중 (q_3) = 20.000 × 7.578 = 151.560 kN/㎡

∴ $q_1 + q_2 + q_3$ = 1.096 + 14.944 + 151.560 = 167.600 kN/㎡

2) 활하중

① 활하중 산정 : KRL 2012

$$W_{HL} = \frac{2P}{a \times b'} = \frac{2\times(220+80x3)}{3.000 \times 14.590} = 21.019 \text{ kN/㎡}$$

∴ W = 21.019 kN/㎡

② 충격계수

1) 단선 (i_0) (철도설계기준 노반편(2013) p.5-7)

지 간 L (m)	0	5	10	20	30	40	50	70	100
충격계수 (i)	0.60	0.48	0.43	0.37	0.34	0.32	0.30	0.27	0.24

* 상기표에 없는 지간의 충격 계수는 보간법으로 구한다.

지 간 L (m) = 2.470 m

따라서 i_0 = 0.541 (보간법에 의하여 산정된 충격계수)

2) 구조물 상면의 복토높이에 따른 충격 계수

H ≥ 1.0일 경우 $i = io \cdot \{(2.5 - H)/1.5\}$

여기서, H ≤ 1.0 m 에서는 $i = i_o$

H ≥ 2.5 m 에서는 i = 0

따라서, 본 구조물의 H = 8.183 m i = 0.000

W_L = 21.019 ×(1 + 0.000) = 21.019 kN/㎡

③ 활하중에 의한 측압 (충격비고려)(철도설계기준 노반편(2013) p.5-6)

W_{LH} = 21.019 × 0.4 = 8.408 kN/㎡

3) 토 압

- 지하수가 없는 경우 작용 토압

q_1 = 0.426 ×(16.040 + 20.000 × 7.778) = 73.102 kN/㎡

q_2 = 73.102 + 0.426 ×(20.000 × 0.500) = 77.362 kN/㎡

q_3 = 77.362 + 0.426 ×(20.000 × 0.280) = 79.748 kN/㎡

q_4 = 79.748 + 0.426 ×(20.000 × 0.280) = 82.134 kN/㎡

q_5 = 82.134 + 0.426 ×(20.000 × 0.280) = 84.520 kN/㎡

q_6 = 84.520 + 0.426 ×(20.000 × 0.280) = 86.906 kN/㎡

q_7 = 86.906 + 0.426 ×(20.000 × 0.280) = 89.292 kN/㎡

q_8 = 89.292 + 0.426 ×(20.000 × 0.525) = 93.765 kN/㎡

- 시공중 편토압 산정 (지하수가 없는 경우 작용 토압)

q_1 = 0.426 ×(0.000 + 20.000 × 0.200) = 1.704 kN/㎡

q_2 = 1.704 + 0.426 ×(20.000 × 0.500) = 5.964 kN/㎡

q_3 = 5.964 + 0.426 ×(20.000 × 0.280) = 8.350 kN/㎡

q_4 = 8.350 + 0.426 ×(20.000 × 0.280) = 10.736 kN/㎡

q_5 = 10.736 + 0.426 ×(20.000 × 0.280) = 13.122 kN/㎡

q_6 = 13.122 + 0.426 ×(20.000 × 0.280) = 15.508 kN/㎡

q_7 = 15.508 + 0.426 ×(20.000 × 0.280) = 17.894 kN/㎡

q_8 = 17.894 + 0.426 ×(20.000 × 0.525) = 22.367 kN/㎡

4) 온도하중

토피가 1.0m 이상일 경우에는 온도변화를 고려치 않으며, 토피가 1.0m 이하일 경우에는 다음식을 따른다.

$t = a \times t_0$ = 0.000 × 15.0 = 0.000 ℃

t : 박스 구조물의 상부 슬래브에 작용하는 온도변화

a : 토피심도(m)에 따른 저감률 $a=1-h_0$ (h_0:토피심도)

t_0 : 지표면에서의 기본온도 변화

상부슬래브의 두께가 700mm 이상인 경우 $t_0 = \pm 10$℃

상부슬래브의 두께가 700mm 미만인 경우 $t_0 = \pm 15$℃

토피고 H > 1.0m 이므로 온도변화는 고려하지 않는다.

5) 건조수축

$$\Delta Tx = \frac{\varepsilon}{\alpha} = \frac{-0.00015}{0.00001} = -15\,^{\circ}C$$

6) 장대레일 하중

장대레일 종하중은 필요시에 고려하여야 하며, 1궤도당 10 kN/m로 하고 작용위치는 상부슬래브 축선으로 한다. (단, 토피가 1.0m 이상인 경우는 이를 무시한다.)

토피가 8.183 m 이므로 장대레일 하중을 무시한다.

H_r = 0.000 × 4 / 14.590 = 0.000 kN/㎡

7) 상시 지반반력 계수

지지 지반 N치 = 26

Eo = 2800 × N = 2800 × 26 = 72800

Kvo = 1 / 0.3 x α x Ec = 1 / 0.3 × 1 x 72800 = 242667

Bv = √ Av = √ (2.470 × 2.470) = 2.470

Kv = Kvo (Bv/0.3)^-3/4 = 49926 kN/㎡

49926 × (0.400 / 2 + 0.550 / 2) = 23715 kN/㎡ - 저판 단부 스프링

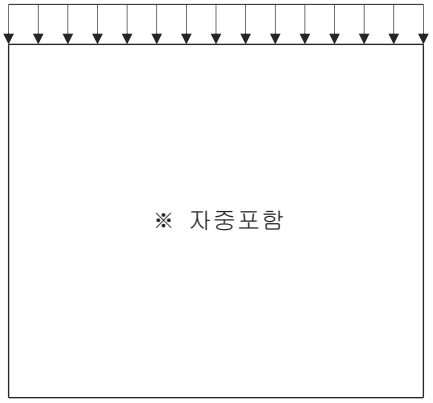
49926 × (0.550 / 2 + 0.228 / 2) = 19430 kN/㎡ - 저판 전단검토위치

49926 × (0.228 / 2 + 0.228 / 2) = 11400 kN/㎡ - 저판 중앙부 스프링

5. 하중재하도

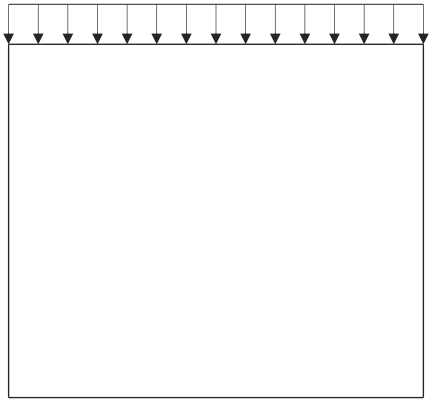
① 고정하중

W_D = 167.600 kN/㎡



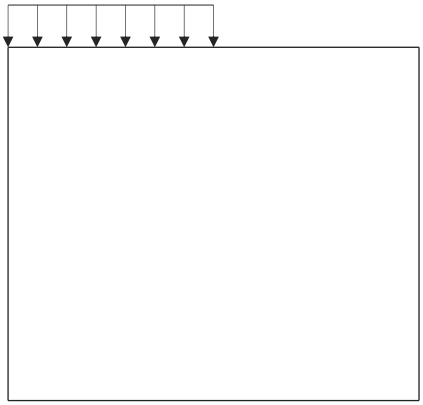
② 활하중(만재하)

W_L = 21.019 kN/㎡



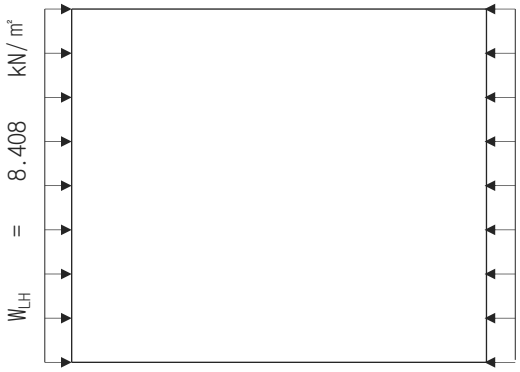
③ 활하중(편재하)

W_L = 21.019 kN/㎡



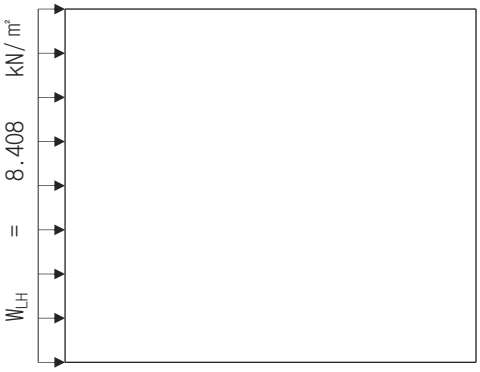
④ 활하중에 의한 측압(만재하)

W_{LH} = 8.408 kN/㎡



⑤ 활하중에 의한 측압(편재하)

W_{LH} = 8.408 kN/㎡



⑥ 수평토압(지하수 없는 경우)

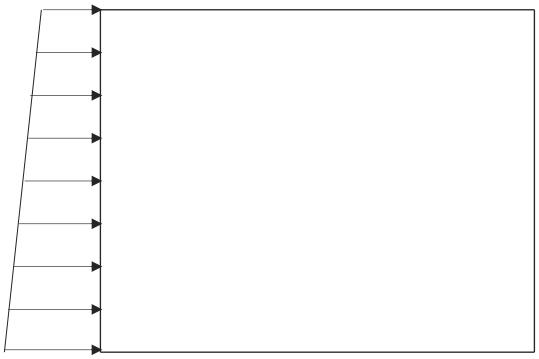


q_1 = 73.102 kN/㎡

q_7 = 93.765 kN/㎡

⑦ 편측토압(지하수 없는 경우)

q_1 = 1.704 kN/㎡



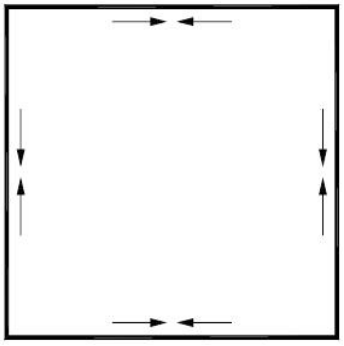
q_7 = 22.367 kN/㎡

⑧ 온도하중

△T = 0 °

⑨ 건조수축

△T = -15 °



⑩ 장대레일 종하중

Hr = 0.000 kN/㎡

6. 하중계수 및 하중조합

1) 극한하중 검토시

구분	고정하중	활하중		활하중 측압		수평토압 (지하수無)		온도하중		건조수축	장대레일	비고
				양측재하	편측재하	양측재하	편측재하					
		전경간	1/2	수평	수평	수평	수평	온도상승	온도하강			
	LC1	LC2	LC3	LC4	LC5	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10	LC11	
1	1.35	1.85		1.85		1.6						
2	1.35	1.85		1.85		0.6						
3	1.35		1.85		1.85	1.6						
4	1.35		1.85		1.85	0.6						
5	1.6	1.60		1.60		1.6						
6	1.6	1.60		1.60		0.6						
7	1.6		1.6		1.6	1.6						
8	1.6		1.6		1.6	0.6						
9	1.35	1.40		1.40		1.6		1.35		1.35		
10	1.35	1.40		1.40		0.6		1.35		1.35		
11	1.35	1.40		1.40		1.6			1.35	1.35	1.40	
12	1.35	1.40		1.40		0.6			1.35	1.35	1.40	
13	1.35		1.40		1.40	1.6		1.35		1.35		
14	1.35		1.40		1.40	0.6		1.35		1.35		
15	1.35		1.40		1.40	1.6			1.35	1.35	1.4	
16	1.35		1.40		1.40	0.6			1.35	1.35	1.4	
17	1.35		1.85		1.85		1.60					
18	1.35		1.85		1.85		0.60					
19	1.60		1.60		1.60		1.60					
20	1.60		1.60		1.60		0.60					

2) 사용하중 검토시

구분	고정하중	활하중		활하중 측압		수평토압 (지하수無)		온도하중		건조수축	장대레일	비고
				양측재하	편측재하	양측재하	편측재하					
		전경간	1/2	수평	수평	수평	수평	온도상승	온도하강			
	LC1	LC2	LC3	LC4	LC5	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10	LC11	
21	1.0	1.0		1.0		1.0						
22	1.0	1.0		1.0		0.5						
23	1.0		1.0		1.0	1.0						
24	1.0		1.0		1.0	0.5						
25	1.0	1.0		1.0		1.0		1.0			1.0	
26	1.0	1.0		1.0		0.5		1.0			1.0	
27	1.0	1.0		1.0		1.0			1.0	1.0	1.0	
28	1.0	1.0		1.0		0.5			1.0	1.0	1.0	
29	1.0		1.0		1.0	1.0		1.0			1.0	
30	1.0		1.0		1.0	0.5		1.0			1.0	
31	1.0		1.0		1.0	1.0			1.0	1.0	1.0	
32	1.0		1.0		1.0	0.5			1.0	1.0	1.0	
33	1.0					1.0						
34	1.0		1.0		1.0		1.0					
35	1.0		1.0		1.0		0.5					

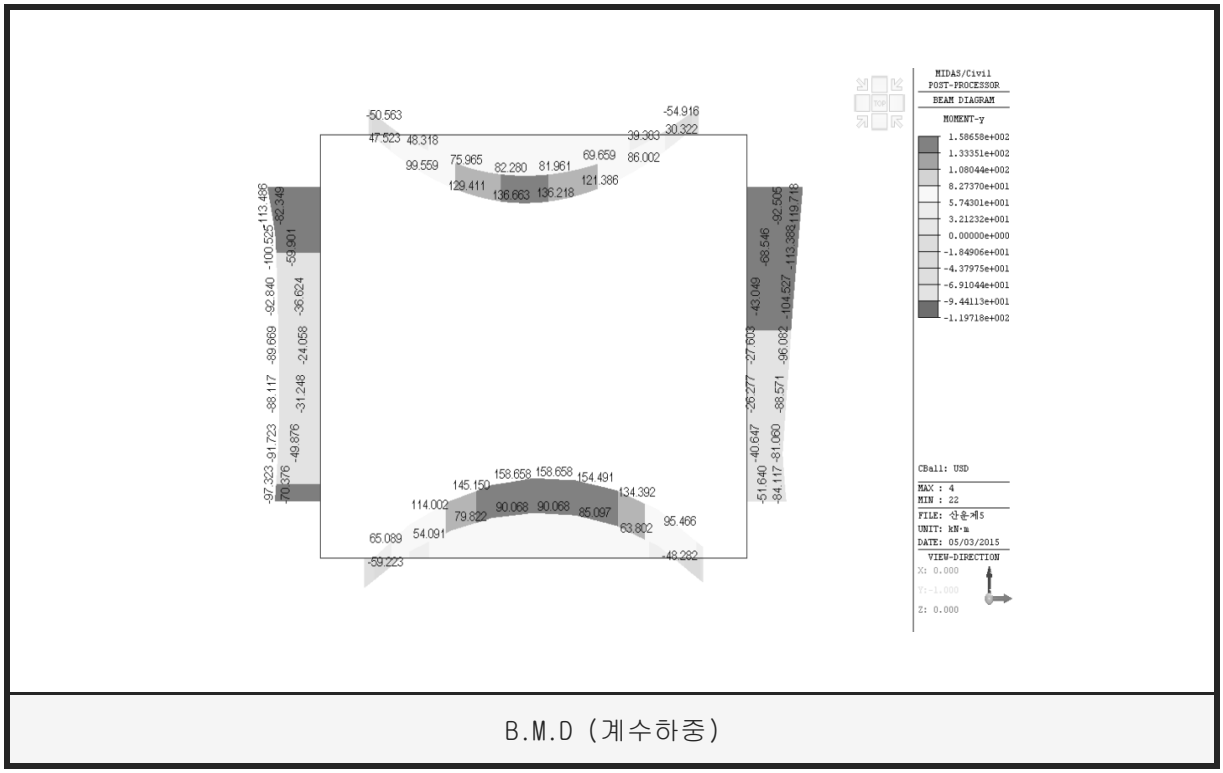
9. 단면력 요약

구분	위치	부재	극한하중			사용하중	비고
			Mu(kN · m)	Su(kN)	Pu(kN)	M(kN · m)	
상부슬래브	단부	23,30	-54.92	313.31	-	-34.32	
	중앙부	26,27	136.66	94.16	-	85.26	
벽체	상단부 (축력최대)	21,22	-100.53	139.66	-413.30	-47.23	
	상단부 (모멘트최대)	21,22	-119.72	139.66	-380.55	-74.82	
	중앙부 (축력최대)	15,16	-72.00	41.90	-426.47	-21.05	
	중앙부 (모멘트최대)	15,16	-96.08	-15.96	-394.68	-60.00	
	하단부 (축력최대)	9,10	-84.12	-131.16	-443.48	-33.42	
	하단부 (모멘트최대)	9,10	-97.32	-131.16	-424.00	-60.83	
하부슬래브	단부	1,8	-59.22	306.94	-	-35.47	
	중앙부	4,5	158.66	64.77	-	98.87	

-'전단력과 사용하중 상태에서의 모멘트는 선택 부재에서의 최대값 적용

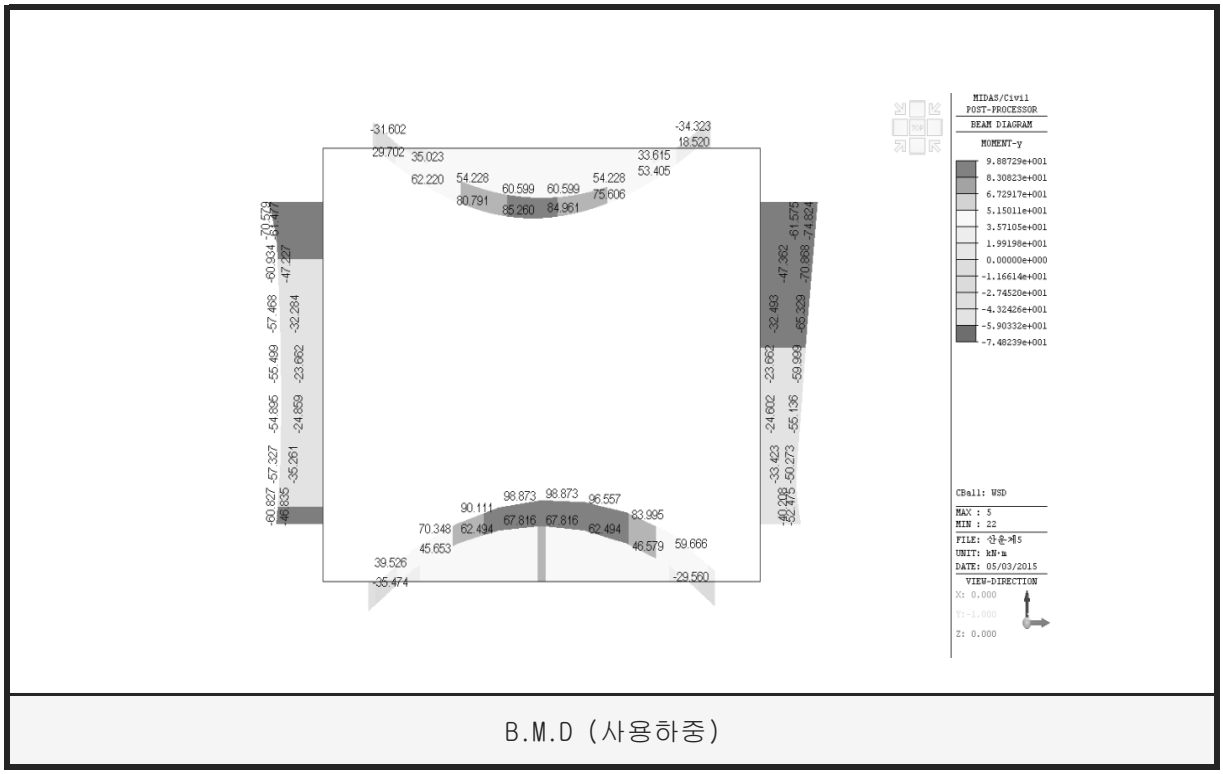
10. 단면력도

(1) 극한하중 모멘트도



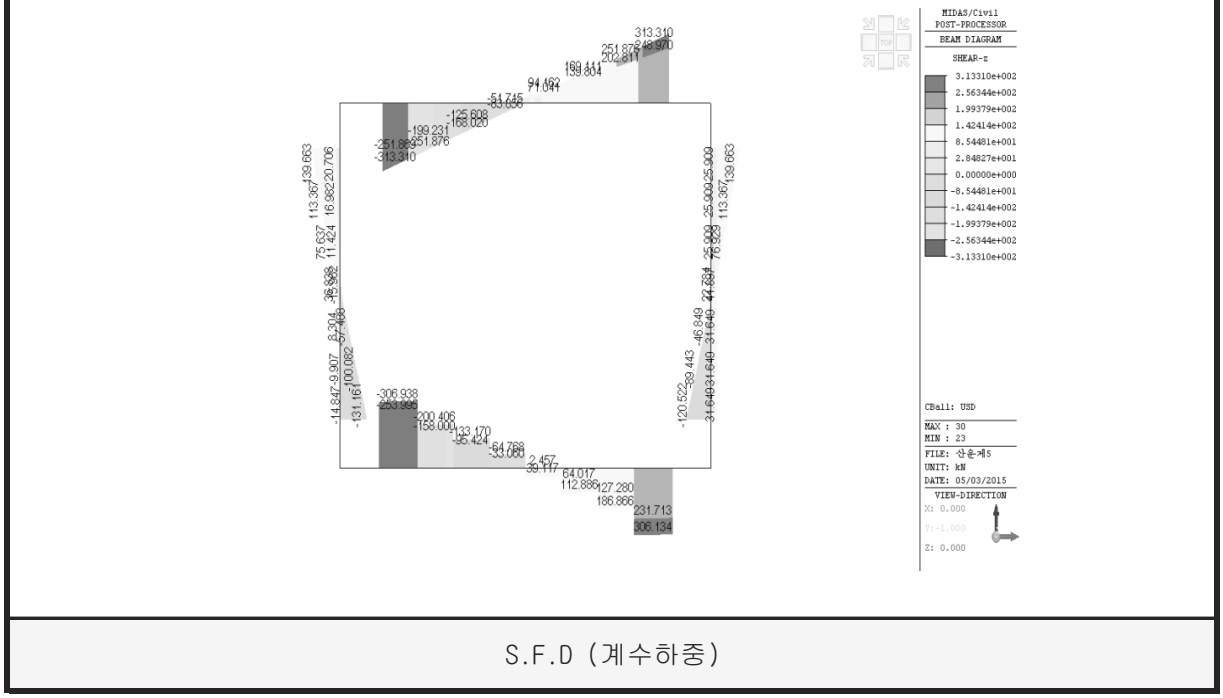
B.M.D (계수하중)

(2) 사용하중 모멘트도



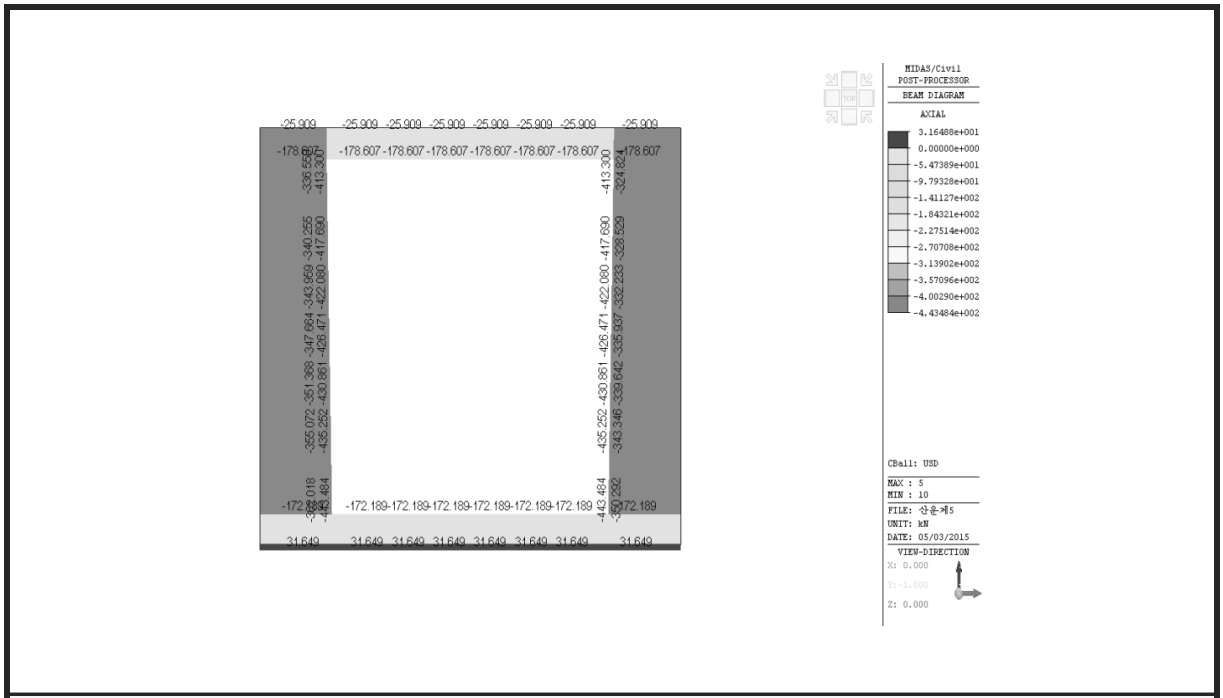
B.M.D (사용하중)

(3) 극한하중 전단력도



S.F.D (계수하중)

(4) 극한하중 축력도



A.F.D (계수하중)

11. 단면검토

① 상부 슬래브 단부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	34.320
B (mm)	**H (mm)**	**d (mm)**	**피복 (mm)**	**Mu (kN.m)**	**Su (kN)**
1000.0	500.0	400.0	100.0	54.920	313.310

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 300.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 24.922 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 384.284 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00397

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.00350
Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342
적용 = 0.0035

As(req) = 384.284 mm^2 As(min) = 1400.000 mm^2

4/3×As(req) = 512.379 mm^2 ※ As = 512.379 mm^2

사용철근량 = H16 × 8ea = 1588.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 221659907 N · mm

= 221.660 kN · m > 54.920 kN · m ----- ∴ O.K. [사용률 = 4.036]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 232.782 kN

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (313.3 - 232.782)×10³ ×150.0 / (400.0×300.0×0.85)

= 118.423 ㎟

Use Av = 253.400 ㎟ (H13×2 EA, 간격 s = 150.0 mm)

Øv · As = Øv · Av · fy · D / (s × B) = 172.312 kN

s = 150.0 mm ≥ Min (600, 0.5D) = 150.0 mm ----- ∴ O.K.

Øv · Vn = Øv · Vc + Øv · Vs = 405.094 kN > Vu ----- ∴ O.K.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 34.32 × 1000000 / [1588.8×(400 - 83.857/3)]

= 58.060 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×400/(7×1588.8)]

= 83.857 mm

사용철근량 = 1588.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 58.06) - 2.5 × 92 = 1126.348 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 58.06) = 1085.078 mm

Sa는 작은 값인 1085.078 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 1085.078 mm) ----- ∴ O.K.

② 상부슬래브 중앙부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	85.260
B (mm)	**H (mm)**	**d (mm)**	**피복 (mm)**	**Mu (kN.m)**	**Vu (kN)**
1000.0	400.0	300.0	100.0	136.660	94.160

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 300.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 24.922 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02719 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 1310.253 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00530

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 :
- Pmin = 1.4 / fy = 0.00350
- Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342
- 적용 = 0.0035

As(req) = 1310.253 mm^2 As(min) = 1050.000 mm^2

4/3×As(req) = 1747.004 mm^2 ※ As = 1310.253 mm^2

사용철근량 = H16 × 8ea = 1588.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 164463107 N · mm

= 164.463 kN · m > 136.660 kN · m ----- ∴ O.K. [사용률 = 1.203]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 232.782 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 85.26 × 1000000 / [1588.8×(300 - 71.32/3)]

= 194.272 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×300/(7×1588.8)]

= 71.320 ㎜

사용철근량 = 1588.800 ㎟ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 194.272) - 2.5 × 92 = 175.359 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 194.272) = 324.287 ㎜

Sa는 작은 값인 175.359 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 175.359 ㎜) ----- ∴ O.K.

③ 하부슬래브 단부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	35.470
B (mm)	**H (mm)**	**d (mm)**	**피복 (mm)**	**Mu (kN.m)**	**Vu (kN)**
1000.0	550.0	450.0	100.0	59.220	306.940

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 350.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 24.922 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04229 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 367.915 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00353

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.00350
Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342
적용 = 0.0035

As(req) = 367.915 mm^2 As(min) = 1575.000 mm^2

4/3×As(req) = 490.553 mm^2 ※ As = 490.553 mm^2

사용철근량 = H16 × 8ea = 1588.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 250258307 N · mm

= 250.258 kN · m > 59.220 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 4.226]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 271.579 kN

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (306.9 - 271.579)×10³ ×150.0 / (400.0×350.0×0.85)

= 44.573 ㎟

Use Av = 253.400 ㎟ (H13×2 EA, 간격 s = 150.0 mm)

Øv · As = Øv · Av · fy · D / (s × B) = 201.031 kN

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 175.0 mm ----- ∴ O.K

Øv · Vn = Øv · Vc + Øv · Vs = 472.610 kN > Vu ----- ∴ O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 35.47 × 1000000 / [1588.8×(450 - 89.542/3)]

= 53.136 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×450/(7×1588.8)]

= 89.542 ㎜

사용철근량 = 1588.800 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 53.136) - 2.5 × 92 = 1252.060 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 53.136) = 1185.648 ㎜

Sa는 작은 값인 1185.648 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 1185.648 ㎜) ----- ∴ O.K.

④ 하부슬래브 중앙부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	98.870
B (mm)	**H (mm)**	**d (mm)**	**피복 (mm)**	**Mu (kN.m)**	**Vu (kN)**
1000.0	450.0	350.0	100.0	158.660	64.770

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 350.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 24.922 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03222 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 1296.897 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00454

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.00350
Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342
적용 = 0.0035

As(req) = 1296.897 mm^2 As(min) = 1225.000 mm^2

4/3×As(req) = 1729.196 mm^2 ※ As = 1296.897 mm^2

사용철근량 = H16 × 8ea = 1588.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 193061507 N · mm

= 193.062 kN · m > 158.660 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.217]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 271.579 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 98.87 × 1000000 / [1588.8×(350 - 77.81/3)]

= 192.028 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×350/(7×1588.8)]

= 77.810 ㎜

사용철근량 = 1588.800 ㎟ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 192.028) - 2.5 × 92 = 180.096 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 192.028) = 328.077 ㎜

Sa는 작은 값인 180.096 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 180.096 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑤ 벽체 상단부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	74.820
B (mm)	**H (mm)**	**d (mm)**	**피복 (mm)**	**Mu (kN.m)**	**Vu (kN)**
1000.0	500.0	400.0	100.0	119.720	139.660

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 300.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 24.922 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 845.403 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00397

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.00350
Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342
적용 = 0.0035

As(req) = 845.403 mm^2 As(min) = 1400.000 mm^2

4/3×As(req) = 1127.204 mm^2 ※ As = 1127.204 mm^2

사용철근량 = H16 × 8ea = 1588.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 221659907 N · mm

= 221.660 kN · m > 119.720 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.851]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 232.782 kN

1/2 x Φv x Vc = 116.391 kN ≤ Vu ≤Φv x Vc ∴ 슬래브이므로 최소전단 철근 배근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 74.82 × 1000000 / [1588.8×(400 - 83.857/3)]

= 126.576 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×400/(7×1588.8)]

= 83.857 ㎜

사용철근량 = 1588.800 ㎟ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 126.576) - 2.5 × 92 = 392.158 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 126.576) = 497.726 ㎜

Sa는 작은 값인 392.158 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 392.158 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑥ 벽체 중앙부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	60.000
B (mm)	**H (mm)**	**d (mm)**	**피복 (mm)**	**Mu (kN.m)**	**Vu (kN)**
1000.0	400.0	300.0	100.0	96.080	15.960

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 300.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 24.922 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02719 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 911.343 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00530

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 :
- Pmin = 1.4 / fy = 0.00350
- Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342
- 적용 = 0.0035

As(req) = 911.343 mm^2 As(min) = 1050.000 mm^2

4/3×As(req) = 1215.124 mm^2 ※ As = 1050.000 mm^2

사용철근량 = H16 × 8ea = 1588.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 164463107 N · mm

= 164.463 kN · m > 96.080 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.712]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 232.782 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 60 × 1000000 / [1588.8×(300 - 71.32/3)]

= 136.715 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×300/(7×1588.8)]

= 71.320 ㎜

사용철근량 = 1588.800 ㎟ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 136.715) - 2.5 × 92 = 346.015 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 136.715) = 460.812 ㎜

Sa는 작은 값인 346.015 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 346.015 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑦ 벽체 하단부

* 검토 조건

pmin = max(0.25√fck / fy, 1.4/fy) = 0.00350

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β1	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	60.830
B (mm)	**H (mm)**	**d (mm)**	**피복 (mm)**	**Mu (kN.m)**	**Vu (kN)**
1000.0	500.0	400.0	100.0	97.320	131.160

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 300.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 24.922 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

여기서 εt = 0.003×(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.900 를 적용한다.

ⓐ 필요철근량 및 철근비 검토

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

필요 철근량 req.As = 685.035 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00397

최대철근비 : Pmax = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

최소철근비 :
- Pmin = 1.4 / fy = 0.00350
- Pmin = 0.25 √fck / fy = 0.00342
- 적용 = 0.0035

As(req) = 685.035 mm^2 As(min) = 1400.000 mm^2

4/3×As(req) = 913.380 mm^2 ※ As = 913.380 mm^2

사용철근량 = H16 × 8ea = 1588.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 221659907 N · mm

= 221.660 kN · m > 97.320 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 2.278]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 232.782 kN

1/2 x Φv x Vc = 116.391 kN ≤ Vu ≤Φv x Vc ∴ 슬래브이므로 최소전단 철근 배근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 60.83 × 1000000 / [1588.8×(400 - 83.857/3)]

= 102.908 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×400/(7×1588.8)]

= 83.857 ㎜

사용철근량 = 1588.800 ㎟ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 102.908) - 2.5 × 92 = 535.245 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 102.908) = 612.196 ㎜

Sa는 작은 값인 535.245 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 535.245 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑤ 벽체 상단부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	413.30	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	100.53	(kN · m)			
설계전단력	:	Vu	=	139.66	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	47.23	(kN.m)			
부 재 높 이	:	H	=	500.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa	
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85		
유효높이(휨)	:	d	=	400.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70		
유효높이(전단)	:	d	=	300.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	243.24	(mm)	

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 16 @ 8 EA = 15.888 cm^2 , d1 = 10.0 cm

$\sum$ = 15.888 cm^2

Asf = H 16 @ 4 EA = 7.944 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0012) < Puse (0.0048) < Pmax (0.0800) ---------- 0.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 500.00 x 1000.00= 12540000.000 N

Cs = As x fy = 635520.00 N , Cs' = Asf x fy = 317760.000 N

Xp = (12540000.00 x 250.0 + 635520.0 x 100.0 + 317760.0 x 400.0) / 13493280.000

= 246.468 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 240.000 mm, ab = k1 x cb = 200.640 mm

fs' = 600 x (240.000 - 100.0) / 240.0 = 350 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 200.640 x 1000 = 5032051.200 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 256591.200 N

Ts = As x fs = 635520.000 N

Pb = 5032051.200 + 256591.200 - 635520.000 = 4653122.400 N

Mb = 5032051.200x(400.0-200.640/2)+256591.200x(400.0-100.0)-4653122.400x(246.468-100.0)

= 903450909.646 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 194.160 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 175.166 mm , a = k1 x c = 146.439 mm 사용

fs = 600 x (400.000 - 175.166) / 175.166 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (175.166 - 100.000) / 175.166 = 257.4682 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 146.439 x 1000 = 3672688.695 N

Cs = 794.400 x (257.468 - 0.836 x 30) = 184609.158 N

Ts = 1588.800 x 400.000 = 635520.000 N

Pn = 3672688.695 + 184609.158 - 635520.000 = 3221777.853 N

Mn' = 3672688.695 x (400.0 - 146.439 / 2) + 184609.158 x (400.0 - 100.0)

= 1255545899.918 N.mm

- 편심오차 : |e' - Mn'/Pn| = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 389.704933 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 10914006.720 N ≥ Pn = 3221777.853

ΦPn = 2255244.497 > ΦPb = 3257185.680 , 0.1 x fck x Ag = 1500000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 3221777.853 = 2255.244 kN ≥ Pu = 413.300 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 243.237 = 548.560 kN.m ≥ Mu = 100.530 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 246526.206 N

여기서 , 1/2ϕVc< Vu ≤ ϕVc 이므로 최소 전단 철근 필요

- 계산된 스터럽 : min.Av = 0.35x(bo x s / fy)= 1.31㎠

- 배근할 스터럽 : H 13 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm O.K !!!

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 2.534 ㎠ O.K !!!

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 47.23 × 1000000 / [1588.8×(400 - 83.857/3)]

= 79.901 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×400/(7×1588.8)]

= 83.857 ㎜

사용철근량 = 1588.800 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 ㎠)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 79.901) - 2.5 × 92 = 755.599 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 79.901) = 788.479 ㎜

Sa는 작은 값인 755.599 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 755.599 mm) ----- ∴ O.K.

⑥ 벽체 상단부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	380.55	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	119.72	(kN·m)		
설계전단력	:	Vu	=	139.66	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	74.82	(kN.m)		
부 재 높 이	:	H	=	500.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85	
유효높이(휨)	:	d	=	400.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70	
유효높이(전단)	:	d	=	300.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	314.60	(mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 16 @ 8 EA = 15.888 cm^2 , d1 = 10.0 cm

$\sum$ = 15.888 cm^2

Asf = H 16 @ 4 EA = 7.944 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0012) < Puse (0.0048) < Pmax (0.0800) ---------- 0.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 500.00 x 1000.00= 12540000.000 N

Cs = As x fy = 635520.00 N , Cs' = Asf x fy = 317760.000 N

Xp = (12540000.00 x 250.0 + 635520.0 x 100.0 + 317760.0 x 400.0) / 13493280.000

= 246.468 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 240.000 mm, ab = k1 x cb = 200.640 mm

fs' = 600 x (240.000 - 100.0) / 240.0 = 350 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 200.640 x 1000 = 5032051.200 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 256591.200 N

Ts = As x fs = 635520.000 N

Pb = 5032051.200 + 256591.200 - 635520.000 = 4653122.400 N

Mb = 5032051.200x(400.0-200.640/2)+256591.200x(400.0-100.0)-4653122.400x(246.468-100.0)

= 903450909.646 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 194.160 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 120.914 mm , a = k1 x c = 101.084 mm 사용

fs = 600 x (400.000 - 120.914) / 120.914 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (120.914 - 100.000) / 120.914 = 103.7795 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 101.084 x 1000 = 2535189.328 N

Cs = 794.400 x (103.780 - 0.836 x 30) = 62518.919 N

Ts = 1588.800 x 400.000 = 635520.000 N

Pn = 2535189.328 + 62518.919 - 635520.000 = 1962188.247 N

Mn' = 2535189.328 x (400.0 - 101.084 / 2) + 62518.919 x (400.0 - 100.0)

= 904697736.220 N.mm

- 편심오차 : |e' - Mn'/Pn| = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc : 461.064868 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 10914006.720 N ≥ Pn = 1962188.247

ΦPn = 1373531.773 < ΦPb = 3257185.680 , 0.1 x fck x Ag = 1500000.000

∴ Φ = 0.720

ΦPn = 0.72 x 1962188.247 = 1412.776 kN ≥ Pu = 380.550 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 314.597 = 444.455 kN.m ≥ Mu = 119.720 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 245437.119 N

여기서 , 1/2ϕVc< Vu ≤ ϕVc 이므로 최소 전단 철근 필요

- 계산된 스터럽 : min.Av = 0.35x(bo x s / fy)= 1.31㎠

- 배근할 스터럽 : H 13 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm O.K !!!

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 2.534 ㎠ O.K !!!

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 74.82 \times 1000000 / [1588.8 \times (400 - 83.857/3)]$

$= 126.576$ Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 1588.8/1000 + 7 \times 1588.8/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 400/(7 \times 1588.8)]}$

$= 83.857$ ㎜

사용철근량 = 1588.800 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 126.576) - 2.5 × 92 = 392.158 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 126.576) = 497.726 ㎜

Sa는 작은 값인 392.158 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 392.158 mm) ----- ∴ O.K.

⑦ 벽체 중앙부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	426.47	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	72.00	(kN · m)			
설계전단력	:	Vu	=	41.90	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	21.05	(kN.m)			
부 재 높 이	:	H	=	400.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa	
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85		
유효높이(휨)	:	d	=	300.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70		
유효높이(전단)	:	d	=	300.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	168.83	(mm)	

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 16 @ 8 EA = 15.888 cm^2 , d1 = 10.0 cm

$\sum$ = 15.888 cm^2

Asf = H 16 @ 8 EA = 15.888 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0012) < Puse (0.0079) < Pmax (0.0800) ---------- 0.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 400.00 x 1000.00= 10032000.000 N

Cs = As x fy = 635520.00 N , Cs' = Asf x fy = 635520.000 N

Xp = (10032000.00 x 200.0 + 635520.0 x 100.0 + 635520.0 x 300.0) / 11303040.000

= 200.000 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 180.000 mm, ab = k1 x cb = 150.480 mm

fs' = 600 x (180.000 - 100.0) / 180.0 = 266.6667 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 150.480 x 1000 = 3774038.400 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 380782.400 N

Ts = As x fs = 635520.000 N

Pb = 3774038.400 + 380782.400 - 635520.000 = 3519300.800 N

Mb = 3774038.400x(300.0-150.480/2)+380782.400x(300.0-100.0)-3519300.800x(200.000-100.0)

= 572479270.784 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 162.668 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 180.195 mm , a = k1 x c = 150.643 mm 사용

fs = 600 x (300.000 - 180.195) / 180.195 = 398.9173 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (180.195 - 100.000) / 180.195 = 267.0276 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 150.643 x 1000 = 3778129.038 N

Cs = 1588.800 x (267.028 - 0.836 x 30) = 384406.302 N

Ts = 1588.800 x 398.917 = 633799.782 N

Pn = 3778129.038 + 384406.302 - 633799.782 = 3528735.558 N

Mn' = 3778129.038 x (300.0 - 150.643 / 2) + 384406.302 x (300.0 - 100.0)

= 925745429.831 N.mm

- 편심오차 : |e' - Mn'/Pn| = 6.483 > 0.001 (e' = e + Xp - dc : 268.827819 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 9112008.960 N ≥ Pn = 3528735.558

ΦPn = 2470114.891 > ΦPb = 2463510.560 , 0.1 x fck x Ag = 1200000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 3528735.558 = 2470.115 kN ≥ Pu = 426.470 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 168.828 = 417.024 kN.m ≥ Mu = 72.000 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 250509.690 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 21.05 × 1000000 / [1588.8×(300 - 71.32/3)]

= 47.964 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×300/(7×1588.8)]

= 71.320 ㎜

사용철근량 = 1588.800 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 $㎟$)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 47.964) - 2.5 × 92 = 1411.85 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 47.964) = 1313.48 ㎜

Sa는 작은 값인 1313.48 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 1313.479 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑧ 벽체 중앙부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	394.68	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	96.08	(kN·m)		
설계전단력	:	Vu	=	15.96	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	60.00	(kN.m)		
부 재 높 이	:	H	=	400.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85	
유효높이(휨)	:	d	=	300.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70	
유효높이(전단)	:	d	=	300.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	243.44	(mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 16 @ 8 EA = 15.888 cm^2 , d1 = 10.0 cm

$\sum$ = 15.888 cm^2

Asf = H 16 @ 8 EA = 15.888 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0012) < Puse (0.0079) < Pmax (0.0800) ---------- 0.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 400.00 x 1000.00= 10032000.000 N

Cs = As x fy = 635520.00 N , Cs' = Asf x fy = 635520.000 N

Xp = (10032000.00 x 200.0 + 635520.0 x 100.0 + 635520.0 x 300.0) / 11303040.000

= 200.000 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 180.000 mm, ab = k1 x cb = 150.480 mm

fs' = 600 x (180.000 - 100.0) / 180.C = 266.6667 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 150.480 x 1000 = 3774038.400 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 380782.400 N

Ts = As x fs = 635520.000 N

Pb = 3774038.400 + 380782.400 - 635520.000 = 3519300.800 N

Mb = 3774038.400x(300.0-150.480/2)+380782.400x(300.0-100.0)-3519300.800x(200.000-100.0)

= 572479270.784 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 162.668 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 114.055 mm , a = k1 x c = 95.350 mm 사용

fs = 600 x (300.000 - 114.055) / 114.055 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (114.055 - 100.000) / 114.055 = 73.93663 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 95.350 x 1000 = 2391371.208 N

Cs = 1588.800 x (73.937 - 0.836 x 30) = 77623.412 N

Ts = 1588.800 x 400.000 = 635520.000 N

Pn = 2391371.208 + 77623.412 - 635520.000 = 1833474.620 N

Mn' = 2391371.208 x (300.0 - 95.350 / 2) + 77623.412 x (300.0 - 100.0)

= 618927746.256 N.mm

- 편심오차 : |e' - Mn'/Pn| = 5.867 > 0.001 (e' = e + Xp - dc : 343.437722 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 9112008.960 N ≥ Pn = 1833474.620

ΦPn = 1283432.234 > ΦPb = 2463510.560 , 0.1 x fck x Ag = 1200000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 1833474.620 = 1283.432 kN ≥ Pu = 394.680 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 243.438 = 312.436 kN.m ≥ Mu = 96.080 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 249188.236 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 60 × 1000000 / [1588.8×(300 - 71.32/3)]

= 136.715 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 1588.8/1000 + 7 × 1588.8/1000 × √[(1 + 2×1000×300/(7×1588.8)]

= 71.320 ㎜

사용철근량 = 1588.800 $㎟^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 136.715) - 2.5 × 92 = 346.02 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 136.715) = 460.81 ㎜

Sa는 작은 값인 346.02 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 346.015 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑨ 벽체 하단부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	443.48	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	84.12	(kN · m)		
설계전단력	:	Vu	=	131.16	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	33.42	(kN.m)		
부 재 높 이	:	H	=	500.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30	MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85	
유효높이(휨)	:	d	=	400.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70	
유효높이(전단)	:	d	=	300.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,	e	=	189.68	(mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 16 @ 8 EA = 15.888 cm^2 , d1 = 10.0 cm

$\sum$ = 15.888 cm^2

Asf = H 16 @ 4 EA = 7.944 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0012) < Puse (0.0048) < Pmax (0.0800) ---------- 0.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 500.00 x 1000.00= 12540000.000 N

Cs = As x fy = 635520.00 N , Cs' = Asf x fy = 317760.000 N

Xp = (12540000.00 x 250.0 + 635520.0 x 100.0 + 317760.0 x 400.0) / 13493280.000

= 246.468 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 240.000 mm, ab = k1 x cb = 200.640 mm

fs' = 600 x (240.000 - 100.0) / 240.0 = 350 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 200.640 x 1000 = 5032051.200 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 256591.200 N

Ts = As x fs = 635520.000 N

Pb = 5032051.200 + 256591.200 - 635520.000 = 4653122.400 N

Mb = 5032051.200x(400.0-200.640/2)+256591.200x(400.0-100.0)-4653122.400x(246.468-100.0)

= 903450909.646 N.mm

eb > e → 압축파괴 (eb = Mb / Pb = 194.160 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 244.057 mm , a = k1 x c = 204.032 mm 사용

fs = 600 x (400.000 - 244.057) / 244.057 = 383.3752 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (244.057 - 100.000) / 244.057 = 354.1562 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 204.032 x 1000 = 5117122.219 N

Cs = 794.400 x (354.156 - 0.836 x 30) = 261418.129 N

Ts = 1588.800 x 383.375 = 609106.553 N

Pn = 5117122.219 + 261418.129 - 609106.553 = 4769433.794 N

Mn' = 5117122.219 x (400.0 - 204.032 / 2) + 261418.129 x (400.0 - 100.0)

= 1603246020.727 N.mm

- 편심오차 : |e' - Mn'/Pn| = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc : 336.149184 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 10914006.720 N ≥ Pn = 4769433.794

ΦPn = 3338603.656 > ΦPb = 3257185.680 , 0.1 x fck x Ag = 1500000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 4769433.794 = 3338.604 kN ≥ Pu = 443.480 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 189.682 = 633.272 kN.m ≥ Mu = 84.120 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 247529.830 N

여기서 , 1/2ϕVc< Vu ≤ ϕVc 이므로 최소 전단 철근 필요

- 계산된 스터럽 : min.Av = 0.35x(bo x s / fy)= 1.31㎠

- 배근할 스터럽 : H 13 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm O.K !!!

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 2.534 ㎠ O.K !!!

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 33.42 \times 1000000 / [1588.8 \times (400 - 83.857/3)]$

$= 56.538$ Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 1588.8/1000 + 7 \times 1588.8/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 400/(7 \times 1588.8)]}$

$= 83.857$ ㎜

사용철근량 = 1588.800 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 56.538) - 2.5 × 92 = 1162.87 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 56.538) = 1114.30 ㎜

Sa는 작은 값인 1114.30 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 1114.299 ㎜) ----- ∴ O.K.

⑩ 벽체 하단부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	424.00	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	97.32	(kN · m)			
설계전단력	:	Vu	=	131.16	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	60.83	(kN.m)			
부 재 높 이	:	H	=	500.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa			f_{ck}	=	30 MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,			ϕ_v	=	0.85
유효높이(휨)	:	d	=	400.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),			ϕc	=	0.70
유효높이(전단)	:	d	=	300.0	(mm) ,	k_1	=	0.836	,			e	=	229.53 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 16 @ 8 EA = 15.888 cm^2 , d1 = 10.0 cm

$\sum$ = 15.888 cm^2

Asf = H 16 @ 4 EA = 7.944 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0012) < Puse (0.0048) < Pmax (0.0800) ---------- 0.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.84 x 30 x 500.00 x 1000.00= 12540000.000 N

Cs = As x fy = 635520.00 N , Cs' = Asf x fy = 317760.000 N

Xp = (12540000.00 x 250.0 + 635520.0 x 100.0 + 317760.0 x 400.0) / 13493280.000

= 246.468 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 240.000 mm, ab = k1 x cb = 200.640 mm

fs' = 600 x (240.000 - 100.0) / 240.0 = 350 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 200.640 x 1000 = 5032051.200 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 256591.200 N

Ts = As x fs = 635520.000 N

Pb = 5032051.200 + 256591.200 - 635520.000 = 4653122.400 N

Mb = 5032051.200x(400.0-200.640/2)+256591.200x(400.0-100.0)-4653122.400x(246.468-100.0)

= 903450909.646 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 194.160 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 190.867 mm , a = k1 x c = 159.565 mm 사용

fs = 600 x (400.000 - 190.867) / 190.867 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (190.867 - 100.000) / 190.867 = 285.6452 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.836 x 30 x 159.565 x 1000 = 4001888.630 N

Cs = 794.400 x (285.645 - 0.836 x 30) = 206993.015 N

Ts = 1588.800 x 400.000 = 635520.000 N

Pn = 4001888.630 + 206993.015 - 635520.000 = 3573361.645 N

Mn' = 4001888.630 x (400.0 - 159.565 / 2) + 206993.015 x (400.0 - 100.0)

= 1343572802.047 N.mm

- 편심오차 : |e' - Mn'/Pn| = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 375.995877 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 10914006.720 N ≥ Pn = 3573361.645

ΦPn = 2501353.151 > ΦPb = 3257185.680 , 0.1 x fck x Ag = 1500000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 3573361.645 = 2501.353 kN ≥ Pu = 424.000 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 229.528 = 574.131 kN.m ≥ Mu = 97.320 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 246882.030 N

여기서 , 1/2ϕVc< Vu ≤ ϕVc 이므로 최소 전단 철근 필요

- 계산된 스터럽 : min.Av = 0.35x(bo x s / fy)= 1.31㎠

- 배근할 스터럽 : H 13 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm O.K !!!

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 2.534 cm² O.K !!!

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 60.83 \times 1000000 / [1588.8 \times (400 - 83.857/3)]$

$= 102.908$ Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 1588.8/1000 + 7 \times 1588.8/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 400/(7 \times 1588.8)]}$

$= 83.857$ ㎜

사용철근량 = 1588.800 $㎜^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H16 @ 125 (= 1588.8 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 102.908) - 2.5 × 92 = 535.245 ㎜

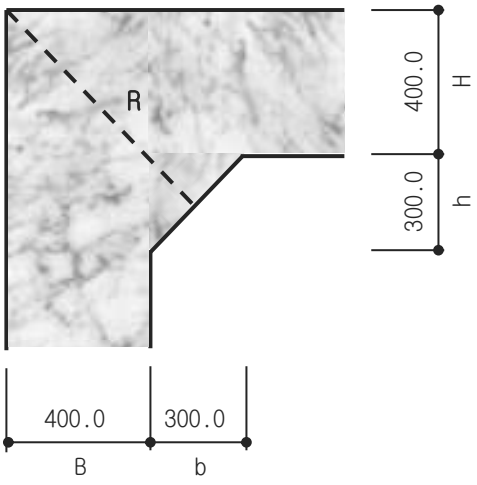
300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 102.908) = 612.196 ㎜

Sa는 작은 값인 535.245 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 535.245 mm) ----- ∴ O.K.

12. 우각부 검토

1) 상부 슬래브



CON'C 설계기준강도(fck) : 30.0 MPa

CON'C 허용휨인장응력(fta) = 0.13√fck Mpa

: 0.712 MPa

철근 항복강도(fy) : 400.0 MPa

철근 허용응력 : 180.0 MPa

사용 모멘트 Mo : 74.82 kN·m

R = √2 × b / (b+h) × [B + h + (H × h/b)]

= 777.82 mm

① 보강철근 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 74820000}{777.82^2 \times 1000.0} = 0.618 \text{ MPa}$$

f_{tmax} = 0.618 MPa < f_{ta} = 0.712 MPa 이므로 보강철근 필요없음.

② 소요 철근량

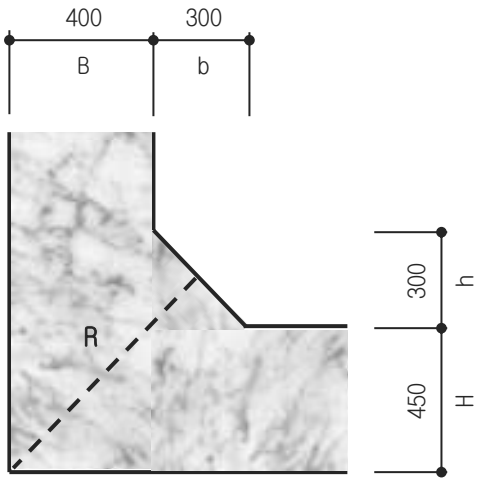
외측인장에 대한 보강 필요철근량(Asf)

$$Asf = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 0}{777.82 \times 180.0} = 0.00 \text{ ㎟}$$

▶ 보강 As = Asf - 주철근사용 As = 0.00 - 794.4 = -794.40 ㎟

----- 우각부 보강철근 필요없음

2) 하부 슬래브



CON'C 설계기준강도(fck)	:	30.0	MPa
CON'C 허용휨인장응력(fta) = 0.13√fck Mpa			
	:	0.712	MPa
철근 항복강도(fy)	:	400.0	MPa
철근 허용응력	:	180.0	MPa
사용 모멘트 Mo	:	60.83	kN · m

R = √ (B2 + H2) = 602.08 mm

① 보강철근 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 60830000}{602.08^2 \times 1000.0} = 0.839 \text{ MPa}$$

f_{tmax} = 0.839 MPa > f_{ta} = 0.712 MPa 이므로 보강철근 필요.

② 소요 철근량

외측인장에 대한 보강 필요철근량(Asf)

$$Asf = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 60830000}{602.08 \times 180.0} = 1122.59 \text{ ㎟}$$

▶ 보강 As = Asf - 주철근사용 As = 1122.59 - 794.4 = 328.19 ㎟

----- 우각부 보강철근 필요

외측인장에 대한 보강 사용철근량(As)

As = H16 @ 250 - 1 단 = 794.40 ㎟

Asf = 328.19 ㎟ < As = 794.40 ㎟ ----- ∴ O.K.

13. 배력철근 검토

1) 구조상세 - 철도설계기준(노반편) p.5-19

다. 종방향으로 영향을 받는 경우로써 상부슬래브, 하부슬래브와 벽체에 있어서 종방향 최소철근량은 복토의 깊이가 3.0 m 이하인 경우에는 콘크리트 단면적의 0.4%, 복토가 3.0m 이상인 경우에는 복토 깊이가 30m인 경우의 사용량인 1.0%를 기준으로 선형변화량을 사용하되, 종방향 철근량은 주철근량 미만이어야 한다.

라. 단단한 지반 위에 놓인 경우와 말뚝기초로 지지되는 경우로써 종방향 부등침하가 우려되지 않은 경우에는 다.항의 기준을 적용하지 않는다. 따라서 어느 정도 견고한 지반위에 놓이는 일반적인 구교로써 적적한 신축이음매가 설치되어 상세한 종방향해석이 필요하지 않다고 판단되는 경우 종방향 철근량은 슬래브의 경우 콘크리트단면적의 0.25%, 벽체의 경우 0.3%를 적용한다.

마. 배력철근은 단위폭주변의 인장 주철근량의 1/5 이상으로 하여 종단방향에 계산외의 응력이 발생하는 것을 고려하여야 한다.

2) 배력철근의 최소 철근비

슬래브의 배력 철근비 = 0.25 % 벽체의 배력 철근비 = 0.30 %

① 상부슬래브

배력철근 최소 철근비 (Asreq) = 1,000.0 × 400.0 × 0.25	=	1000.00	㎟
사용철근 인장측 ; H 13 @ 150	=	844.67	㎟
압축측 ; H 13 @ 300	=	422.33	㎟
	∑ As =	1267.00	㎟

따라서, As = 1267.00 ㎟ > Asreq = 1000.00 ㎟ ----- ∴ O.K.

사용 주철근량의 1/5 = 317.760 ㎟

따라서, As = 844.67 ㎟ > Asreq = 317.76 ㎟ ----- ∴ O.K.

② 하부슬래브

배력철근 최소 철근비 (Asreq) = 1,000.0 × 450.0 × 0.25	=	1125.00	㎟
사용철근 인장측 ; H 13 @ 150	=	844.67	㎟
압축측 ; H 13 @ 300	=	422.33	㎟
	∑ As =	1267.00	㎟

따라서, As = 1267.00 ㎟ > Asreq = 1125.00 ㎟ ----- ∴ O.K.

사용 주철근량의 1/5 = 317.760 ㎟

따라서, As = 844.67 ㎟ > Asreq = 317.76 ㎟ ----- ∴ O.K.

③ 벽체

배력철근 최소 철근비 (Asreq) = 1,000.0 × 400.0 × 0.30	=	1200.00	㎟
사용철근 인장측 ; H 13 @ 150	=	844.67	㎟
압축측 ; H 13 @ 300	=	422.33	㎟
	∑ As =	1267.00	㎟

따라서, As = 1267.00 ㎟ > Asreq = 1200.00 ㎟ ----- ∴ O.K.

사용 주철근량의 1/5 = 317.760 ㎟

따라서, As = 844.67 ㎟ > Asreq = 317.76 ㎟ ----- ∴ O.K.

14. 사용성검토

1) 상부슬래브 최소 두께

1.2(L+3)/30 = 1.2 ×(2.470 + 3) / 30 = 218.8 mm

상부슬래브 두께 = 400.0 mm

Tuse = 400.0 mm > Tmin = 218.8 mm ----- ∴ O.K.

2) 철근 피로검토

피로응력한계 : 사용하중하에서 활하중과 충격에 의해 야기되는 직선철근의 최대 인장응력과 최소 응력 상이의 범위는 다음 값을 초과할수 없다.

$f_f = 165 - 0.33fmin$

여기서, f_f : 응력범위(Mpa)

fmin : 최소응력 수준으로 인장은 정(+), 압축은 부(-)의 값(Mpa)

① 상부슬래브 단부

2.47 m 지간에서의 모멘트 변화에 의한 피로검토

Mmax = 3.053 kN ·m Mmin = -0.562 kN ·m

- 사용철근량 = H16 × 8ea = 1588.800 ㎟

n = 7

p = As / bd = 1588.80 / (1000 × 400) = 0.00397

$K = -np + \sqrt{\{(np)^2 + 2np\}}$

$= -7 \times 0.00397 + \sqrt{\{ (7 \times 0.00397)^2 + 2 \times 7 \times 0.00397 \}}$

= 0.210

J = 1 - K / 3 = 1 - 0.210 / 3 = 0.930

$$fs\ max = \frac{M}{As \times j \times d} = \frac{3.053 \times 10^6}{1588.80 \times 0.930 \times 400} = 5.160\ Mpa$$

$$fs\ min = \frac{-0.562 \times 10^6}{1588.80 \times 0.930 \times 400} = -1\ Mpa$$

Δf = fs max - fs min = 6.111 Mpa

$f_f = 165 - 0.33fmin$

= 165 - 0.33 × -0.95 = 165.314 Mpa > 6.111 Mpa O.K.

② 상부슬래브 중앙부

2.47 m 지간에서의 모멘트 변화에 의한 피로검토

Mmax = 9.123 kN ·m Mmin = 8.451 kN ·m

- 사용철근량 = H16 × 8ea = 1588.800 ㎟

n = 7

p = As / bd = 1588.80 / (1000 × 300) = 0.00530

$K = -np + \sqrt{\{(np)^2 + 2np\}}$

$= -7 \times 0.0053 + \sqrt{\{ (7 \times 0.0053)^2 + 2 \times 7 \times 0.0053 \}}$

= 0.238

J = 1 - K / 3 = 1 - 0.238 / 3 = 0.921

$$fs\ max = \frac{M}{As \times j \times d} = \frac{9.123 \times 10^6}{1588.80 \times 0.921 \times 300} = 20.790\ Mpa$$

$$fs\ min = \frac{8.451 \times 10^6}{1588.80 \times 0.921 \times 300} = 19\ Mpa$$

Δf = fs max - fs min = 1.534 Mpa

$f_f = 165 - 0.33 fmin$

= 165 - 0.33 × 19.26 = 158.645 Mpa > 1.534 Mpa O.K.

15. 기초지지력 검토

1) 구체자중

-	2.800	x	0.450	x	24.500					=	30.870	kN/m
-	2.800	x	0.400	x	24.500					=	27.440	kN/m
-	2.000	x	0.400	x	24.500					=	19.600	kN/m
-	2.000	x	0.400	x	24.500					=	19.600	kN/m
-	0.300	x	0.300	x	1/2	x	4	x	24.500	=	4.410	kN/m
								∴	Total	=	101.920	kN/m

101.920	/	2.800	=	36.400	kN/m²

2) 상부연직하중

= 167.6 kN/m²

3) 활하중

= 21.019 kN/m²

4) 최대 지반 반력

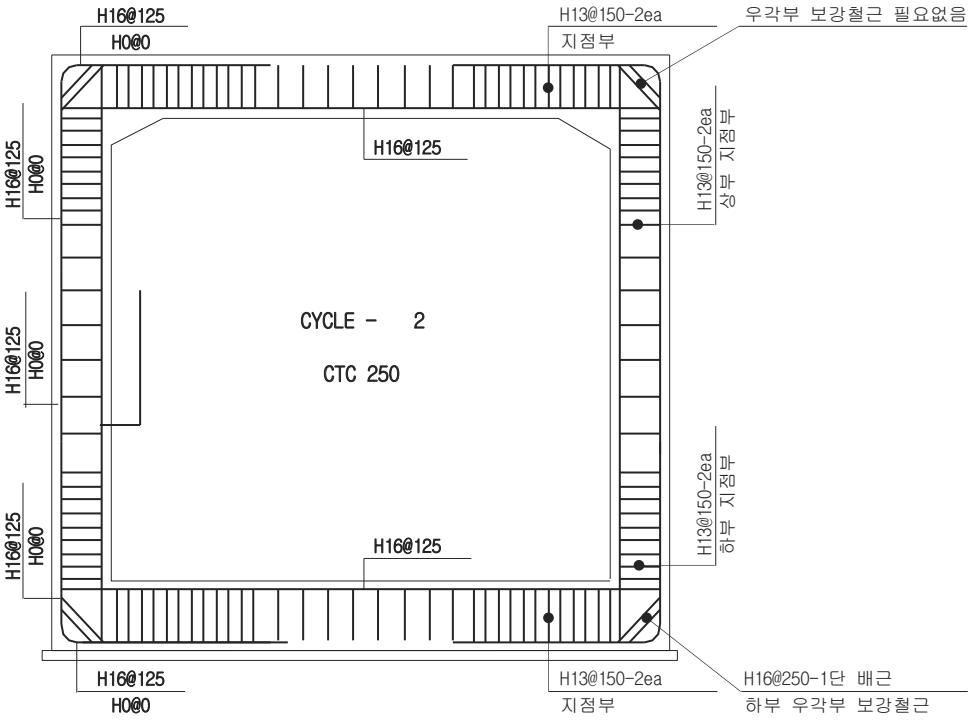
Qmax = 36.400 + 167.600 + 21.019

= 225.019 kN/m²

5) 지지력 검토

Qmax = 225.019 kN/m² < 300.00 kN/m² --- ∴ O.K.

16. 주철근 조립도



▶ 배력철근

- 상부 지점부 : H13, 인장측:150, 압축측:300
- 하부 지점부 : H13, 인장측:150, 압축측:300
- 벽체부 : H13, 인장측:150, 압축측:300

U-Type 개거 2.0x2.4

구조계산서

목 차

1. 설계개요 및 조건

1.1 설계개요

1.2 설계방법

1.3 일반사항

1.4 설계하중

1.5 참고문헌

2. 단면가정

3. 구조해석 모델링

3.1 해석모형

3.2 단면제원

3.3 지반반력계수 산정

4. 하중산정

5. 하중조합

6. 구조해석 결과

6.1 부재력도

6.2 부재력 집계

7. 단면설계

7.1 하부슬래브

7.2 좌측벽체

7.3 우측벽체

7.4 배력철근

7.5 우각부

8. 사용성검토

9. 지지력 검토

■ 해석결과 요약

* 기초 검토

구분	q_{max}(kN/m^2)	Qu(kN)	qa(kN/m^2)	비 고
직접기초	34.840	2240.680	287.267	∴ O.K

* 휨 검토

구분		B(m)	H(m)	dc(m)	헌치(m)	Mu(kn.m)	ΦMn(kn.m)	BENDING Bar(mm)	휨검토		최소철근비 검토	주철근간격 검토
									판정	S.F		
하부슬래브	단부	1.000	0.300	0.100	0.300	78.129	138.042	H 16 @ 150	O.K	1.767	O.K	O.K
	중앙부	1.000	0.300	0.100		59.672	90.378	H 16 @ 150	O.K	1.515	O.K	O.K
좌측 벽체	단부	1.000	0.300	0.100	0.300	78.129	138.042	H 16 @ 150	O.K	1.767	O.K	O.K
	중앙부	1.000	0.300	0.100		26.358	90.378	H 16 @ 150	O.K	3.429	O.K	O.K
우측 벽체	단부	1.000	0.300	0.100	0.300	78.129	138.042	H 16 @ 150	O.K	1.767	O.K	O.K
	중앙부	1.000	0.300	0.100		26.383	90.378	H 16 @ 150	O.K	3.426	O.K	O.K

* 전단검토

구분		ΦVc	Vu	판정	전단철근			전단검토	
					사용철근	다리수	간격	판정	S.F
하부슬래브	단부	155.188	30.052	전단철근 불필요	H 0	× 0	@ 0	O.K	-
	중앙부	-	-	-	H -	× -	@ -	-	-
좌측 벽체	단부	155.188	84.550	전단철근 불필요	H 0	× 0	@ 0	O.K	-
	중앙부	-	-	-	H -	× -	@ -	-	-
우측 벽체	단부	155.188	84.550	전단철근 불필요	H 0	× 0	@ 0	O.K	-
	중앙부	-	-	-	H -	× -	@ -	-	-

<3차현장자문회의 결과 반영>

1. 설계개요 및 조건

1.1 설계개요

• 구조해석 프로그램 : MIDAS CIVIL

1.2 설계방법

(1) 부재의 단면검토 : 강도설계법

(2) 사용성 검토 : 허용응력설계법

1.3 일반사항

(1) 사용재료의 강도

① 콘크리트의 압축강도 : f_{ck} = 30 MPa

② 철근의 항복강도 : f_y = 400 MPa

(2) 사용재료의 탄성계수

① 콘크리트의 탄성계수 : E_c = 27,537 MPa

② 철근의 탄성계수 : E_s = 200,000 MPa

(3) 토사 내부마찰각 : Φ = 35°

(4) 토압 : K_o = 0.426

(5) 사 각(Skew) : 71.00 °

1.4 설계하중

(1) 고정하중

재 료	단위중량(kN/m^3)	재 료	단위중량(kN/m^3)
철근콘크리트	24.5	아스팔트 포장	23.0
흙(지하수위 이상)	20.0	흙(지하수위 이하)	11.0
지하수	10.0		

(2) 상재 하중(kN/m^2)

q_L = 15.0 kN/m^2

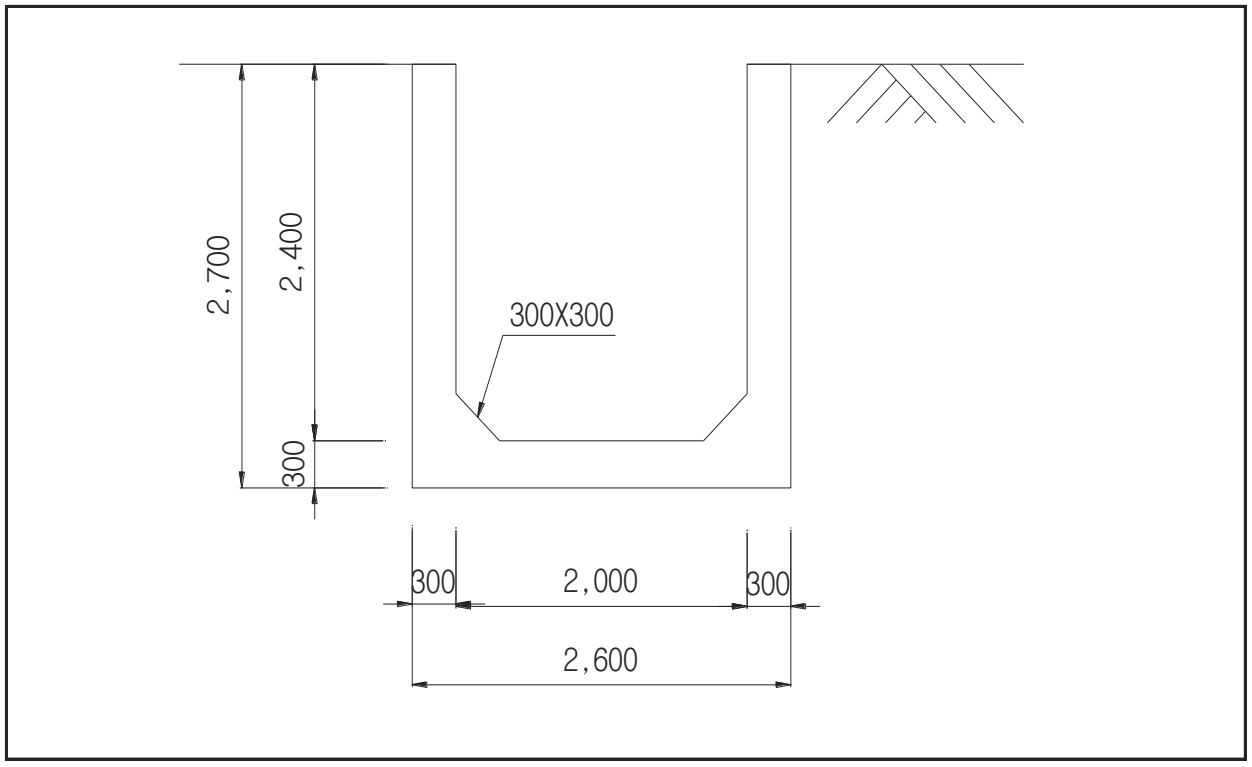
1.5 참고문헌

(1) 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트 학회, 2012)

(2) 도로교 설계기준 (건설교통부, 2010)

(3) 철도설계기준 (노반편) (건설교통부 2013)

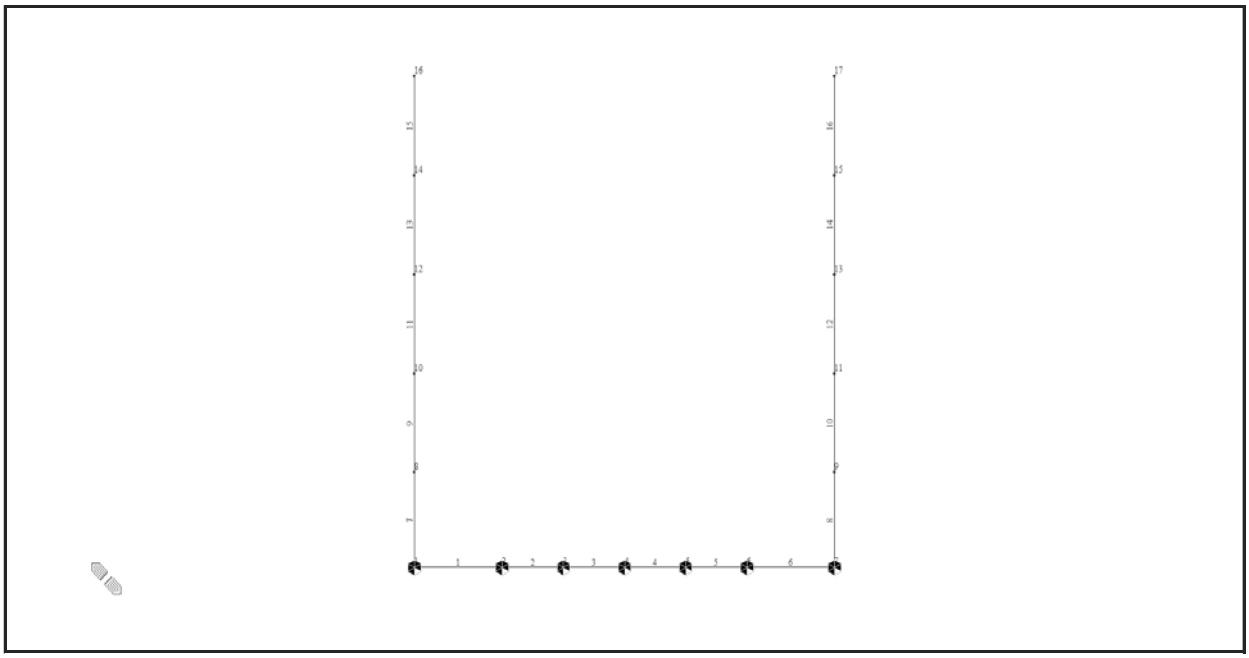
2. 단면가정



* N=15, Φ=35° 적용 함.
* 지하수위는 극한 지하수위(GL -1.0m) 로 적용 함.

3. 구조해석 모델링

3.1 해석모형



3.2 단면제원

구 분	폭(m)	높이(m)	C.T.C(m)	단면적(m^2)	단면2차모멘트(m^4)	비 고
1	1.00	0.30	-	0.300	0.002250	하부슬래브
2	1.00	0.30	-	0.300	0.002250	좌측벽체
3	1.00	0.30	-	0.300	0.002250	우측벽체

3.3 지반반력계수

$Kv = Kvo \times (Bv / 30)^n$ (n = −3/4)

$Kvo = 1/30 \times \alpha \times Eo$

Bv : 구조물의 환산재하폭

Eo = 2800 x N = 2800 × 15 = 42,000.000 kN/m^2

α = 1

Kvo = 1 × 1 / 0.3 × 42000 = 140000.000 kN/m^3

Bv = √ (2.600 × 1.000) = 1.612 m

∴ Kv = 140000.000 × (1.6 / 0.3) ^ (−3/4) = 39660.115 kN/m^3

절점번호	지반반력계수				비고
1,7	39660.115	× 0.3750	= 14872.543	kN/m^2	
2,6	39660.115	× 0.3750	= 14872.543	kN/m^2	
3,4,5	39660.115	× 0.4000	= 15864.046	kN/m^2	

※ 지반스프링은 압축력에만 저항하는 비선형 경계조건을 사용하여 부반력 발생시 자동제거함.

4. 하중산정

4.1 고정하중

(1) 구조물 자중 : 프로그램내 자동입력 ---------- LC 1

4.2 활하중에 의한 측압 ---------- LC 2

$$Lh = 0.426 \times 15.000 = 6.390 \ kN/m^2$$

4.3 토압

(1) 지하수위 유 ---------- LC 3

$$Q_{N1L} = 1.000 \times 20.000 \times 0.426 = 8.520 \ kN/m^2$$

$$Q_{N1R} = 8.520 + 1.700 \times 11.000 \times 0.426 = 16.486 \ kN/m^2$$

(2) 지하수위 무 ---------- LC 4

$$Q_{N1L} = 2.700 \times 20.000 \times 0.426 = 23.004 \ kN/m^2$$

4.4 수압

(1) 측벽 수압 ---------- LC 5

1) 벽체

$$Q_{W1L} = 10.000 \times 1.700 = 17.000 \ kN/m^2$$

4.5 온도하중 ---------- LC 6, LC 7

- 계절적 온도변화 ± 10°C를 프로그램내 SYSTEM TEMPERRATURE 기능을 이용하여 이상화 한다.

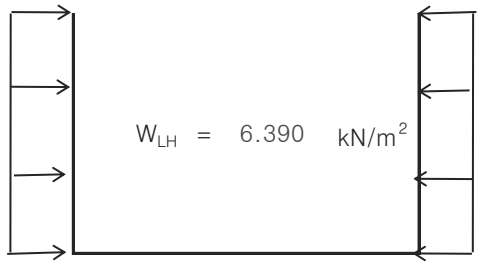
4.6 건조수축 ---------- LC 8

- 15^0c 의 온도하중으로 변환 설계
  - 건조수축계수 : $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
  - 온도선팽찰 계수 : $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
  - $- \triangle T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15 \ ^oC$

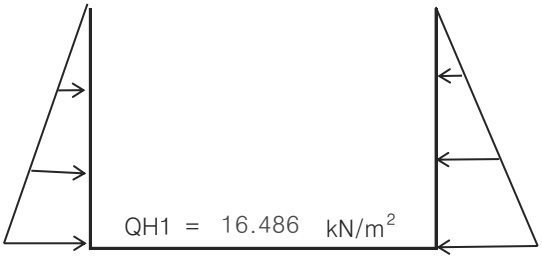
4.7 하중재하도

(1) LC 1 : 프로그램내 자동재하

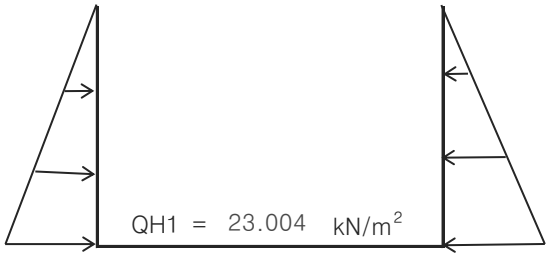
(2) LC 2



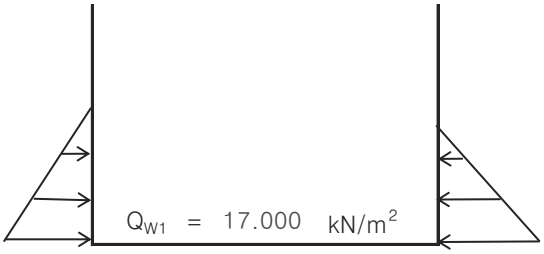
(3) LC 3



(4) LC 4



(5) LC 5



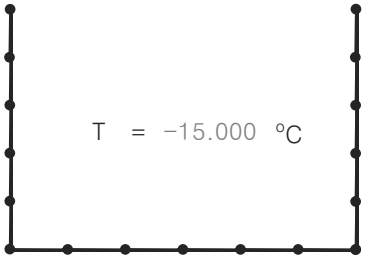
(6) LC 6

- 프래그램내 System Temperature 기능을 이용
10 °C 온도하중 재하

(7) LC 7

- 프래그램내 System Temperature 기능을 이용
-10 °C 온도하중 재하

(8) LC 8



5. 하중조합

5.1 계수하중

구분	고정하중 (D	활하중측압	수평토압		수압	온도하중		건조수축	비고
	LC1	LC2	LC3	LC4	LC5	LC6	LC7	LC8	
CB1	1.35	1.85	1.60		1.60				계수하중
CB2	1.35	1.85		1.60					
CB3	1.35	1.85	0.80		0.80				
CB4	1.35	1.85		0.80					
CB5	1.60	1.60	1.60		1.60				
CB6	1.60	1.60		1.60					
CB7	1.60	1.60	0.80		0.80				
CB8	1.60	1.60		0.80					
CB9	1.35	1.40	1.60		1.60	1.35			
CB10	1.35	1.40		1.60		1.35			
CB11	1.35	1.40	0.80		0.80	1.35			
CB12	1.35	1.40		0.80		1.35			
CB13	1.35	1.40	1.60		1.60		1.35	1.35	
CB14	1.35	1.40		1.60			1.35	1.35	
CB15	1.35	1.40	0.80		0.80		1.35	1.35	
CB16	1.35	1.40		0.80			1.35	1.35	

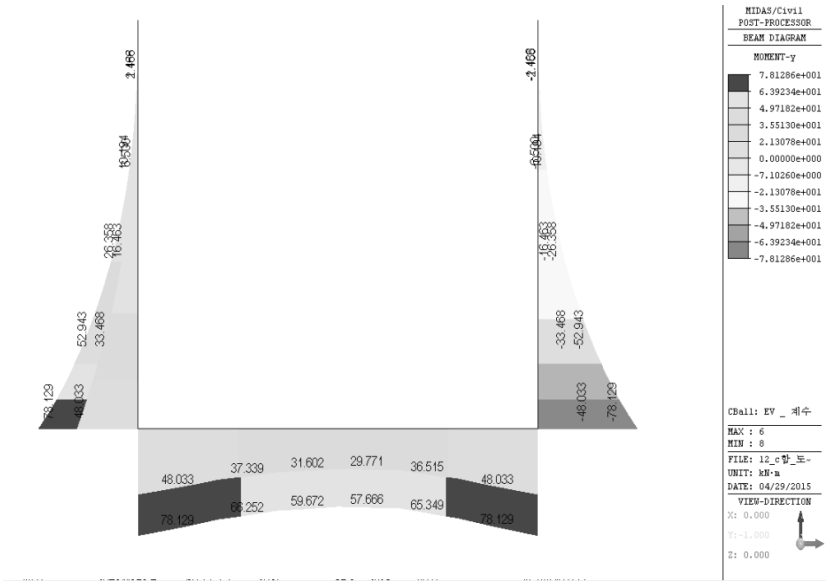
5.2 사용하중

구분	고정하중 (D	활하중측압	수평토압		수압	온도하중		건조수축	비고
	LC1	LC2	LC3	LC4	LC5	LC6	LC7	LC8	
CB17	1.00	1.00	1.00		1.00				사용하중
CB18	1.00	1.00		1.00					
CB19	1.00	1.00	0.50		0.50				
CB20	1.00	1.00		0.50					
CB21	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00			
CB22	1.00	1.00		1.00		1.00			
CB23	1.00	1.00	0.50		0.50	1.00			
CB24	1.00	1.00		0.50		1.00			
CB25	1.00	1.00	1.00		1.00		1.00	1.00	
CB26	1.00	1.00		1.00			1.00	1.00	
CB27	1.00	1.00	0.50		0.50		1.00	1.00	
CB28	1.00	1.00		0.50			1.00	1.00	
CB29	1.00		1.00		1.00				
CB30	1.00			1.00					

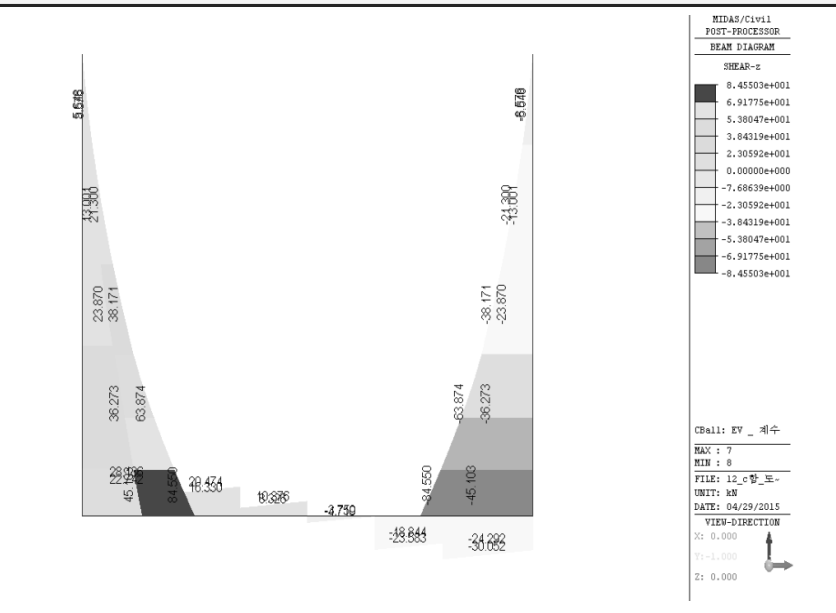
6. 구조해석 결과

6.1 부재력도 (ENVELOPE)

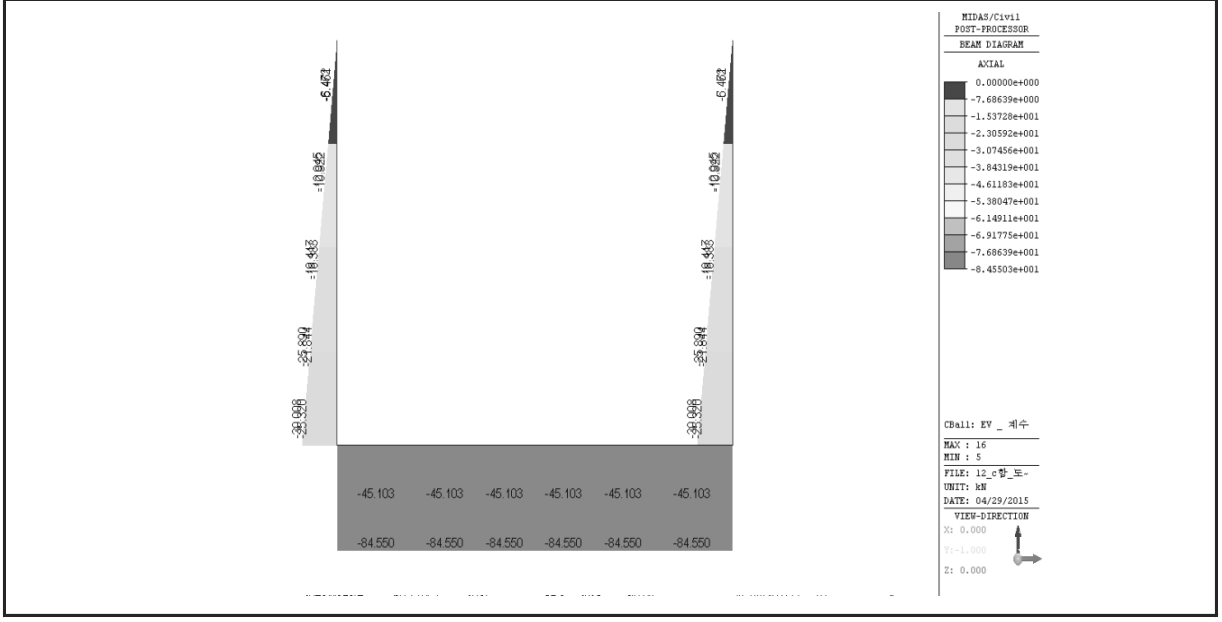
B.M.D (계수하중) [kN·m]



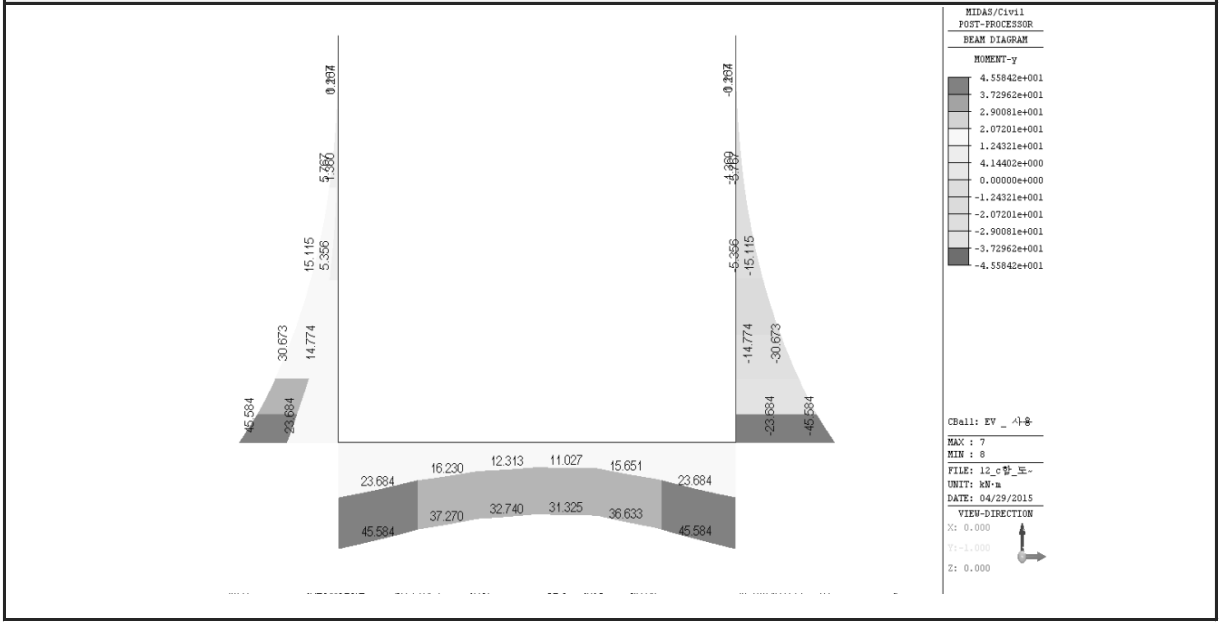
S.F.D (계수하중) [kN]



A.F.D (계수하중) [kN]



B.M.D (사용하중) [kN·m]



6.2 부재력 집계

구 분		단면제원		Mu[kN·m]	Vu[kN]	Mo[kN·m]	비고
		B (mm)	H (mm)				
하 부 슬래브	단 부	1,000	400	78.129	30.052	45.584	
	중앙부	1,000	300	59.672		32.740	
좌측벽체	단 부	1,000	400	78.129	84.550	45.584	
	중앙부	1,000	300	26.358		15.115	
우측벽체	단 부	1,000	400	78.129	84.550	45.584	
	중앙부	1,000	300	26.383		15.115	

7. 단면설계

7.1 하부슬래브

7.1.1 하부슬래브 단부

(1) 휨 검토

f_{ck}	=	30 MPa	f_y	=	400 MPa	d_t'	=	100 mm	d'	=	100 mm
Mu	=	78.129 kN.m	Vu	=	30.052 kN	Mo	=	45.584 kN.m	d (휨)	=	300 mm
B	=	1000 mm	H	=	400 mm	헌치	=	300 mm	d (전단)	=	200 mm
ϕ_f	=	0.900	ϕ_v	=	0.85	주철근	1	단 배치	d_t	=	300 mm

Use A_s =	1단	1CYCL H	16 @	150	,	2CYCLI H	0 @	0	=	1,324	mm^2
	2단	1CYCL H	@		,	2CYCLI H	0 @	0	=	-	mm^2
		TOTAL	=	1,324	mm^2	[p =	0.00441	]			

▶ 주철근이 항복한다고 가정하면, $T = A_s f_y$ = 529,600 N

$C = 0.85 f_{ck} a b$ = 25,500 a $C = T$; a = 21 mm

▶ $c = a / \beta_1$ = 21 / 0.84 = 25 mm

$\varepsilon_t = 0.003 (d_t - c) / c$ = 0.003 × (300 − 25) / 25

= 0.03323 > 0.002 ⇒ **가정만족 (주철근 항복)**

> 0.005 ⇒ **인장지배 단면**

$$\phi_f = \phi_c + \frac{(\phi_t - \phi_c)}{(0.005 - \varepsilon_y)}(\varepsilon_t - \varepsilon_y) = 0.65 + \frac{(0.900 - 0.65)}{(0.005 - 0.002)}(0.03323 - 0.002)$$

= 3.252 > 0.9 ⇒ **ϕ_f = 0.900**

▶ 최소 철근비 검토

$P_{min1} = 1.4 / f_y$ = 0.00350 ⇒ $A_{s1,\,min}$ = 1,050 mm^2

$P_{min2} = 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y$ = 0.00342 ⇒ $A_{s2,\,min}$ = 1,027 mm^2

$A_{s,\,min}$ = 1,050 mm^2

$A_{s,\,Req}$ = 738 mm^2 , $4/3\ A_{s,\,Req}$ = 984 mm^2

MIN ($A_{s,min}$, $4/3\ A_{s,req}$) = 984 mm^2 < Use As = 1,324 mm^2 ∴ **O.K**

◈ $Md = \phi_f T (d - a / 2)$ = 0.900 × 529,600 × (300 − 21 / 2) / 10 E+6

= **138.042** kN.m > Mu = **78.129** kN.m ∴ **O.K** **[S.F = 1.767]**

(2) 전단 검토

▶ $\phi_v Vc = \phi_v 1/6 \sqrt{f_{ck}} B d$ = 155.188 kN > Vu = 30.052 kN

∴ **전단철근 불필요**

(3) 주철근 간격 검토

▶ 주철근 응력, fs

$A = 2 \times 100 \times 1{,}000 / 7 = 30{,}000\ mm^2$

$k = -np + \sqrt{[2np + (np)^2]}$ [∵ $n = Es / Ec$ = 7.3 ≒ **7**]

$= -7 \times 0.00441 + \sqrt{[2 \times 0.031 + 0.031^2]} = 0.22$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.22 / 3 = 0.927$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 123.801 MPa

◈ 주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2$ = 100 − 15.9 / 2 = 92 mm (여기서, d_b = 16)

$s_1 = 375 (210 / fs) - 2.5 Cc$ = 406 mm > s = **150** mm ∴ **O.K**

$s_2 = 300 (210 / fs)$ = 509 mm

7.1.2 하부슬래브 중앙부

(1) 휨 검토

f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa	d_t' =	100	mm	d' =	100	mm
Mu =	59.672	kN.m	Vu =	0.000	kN	Mo =	32.740	kN.m	d (휨) =	200	mm
B =	1000	mm	H =	300	mm	헌치 =	0	mm	d (전단) =	200	mm
ϕ_f =	0.900		ϕ_y =	0.85		주철근 1 단 배치			d_t =	200	mm

Use A_s = 1단 1CYCL H 16 @ 150 , 2CYCLI H 0 @ 0 = 1,324 mm^2

2단 1CYCL H @ , 2CYCLI H 0 @ 0 = - mm^2

TOTAL = 1,324 mm^2 [p = 0.00662]

▶ 주철근이 항복한다고 가정하면, $T = A_s f_y$ = 529,600 N

$C = 0.85 f_{ck} a b$ = 25,500 a $C = T$; a = 21 mm

▶ $c = a / \beta_1$ = 21 / 0.84 = 25 mm

$\varepsilon_t = 0.003 (d_t - c) / c$ = 0.003 × (200 − 25) / 25

= 0.02115 > 0.002 ⇒ **가정만족 (주철근 항복)**

> 0.005 ⇒ **인장지배 단면**

$$\phi_f = \phi_c + \frac{(\phi_t - \phi_c)}{(0.005 - \varepsilon_y)} (\varepsilon_t - \varepsilon_y) = 0.65 + \frac{(0.900 - 0.65)}{(0.005 - 0.002)} (0.02115 - 0.002)$$

= 2.246 > 0.9 ⇒ ϕ_f = **0.900**

▶ 최소 철근비 검토

$P_{min1} = 1.4 / f_y$ = 0.00350 ⇒ $A_{s1,\,min}$ = 700 mm^2

$P_{min2} = 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y$ = 0.00342 ⇒ $A_{s2,\,min}$ = 685 mm^2

$A_{s,\,min}$ = 700 mm^2

$A_{s,\,Req}$ = 858 mm^2 , 4/3 $A_{s,\,Req}$ = 1,143 mm^2

MIN ($A_{s,min}$, 4/3 $A_{s,req}$) = 700 mm^2 < Use As = 1,324 mm^2 ∴ O.K

◈ $Md = \phi_f T (d - a / 2)$ = 0.900 × 529,600 × (200 − 21 / 2) / 10 E+6

= **90.378** kN.m > Mu = **59.672** kN.m ∴ O.K [S.F = **1.515**]

(2) 주철근 간격 검토

▶ 주철근 응력, fs

$A = 2 \times 100 \times 1{,}000 / 7$ = 30,000 mm^2

$k = - np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.3 ≒ 7]

= − 7 × 0.00662 + √ [2 × 0.046 + 0.046 ²] = 0.261

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.261 / 3$ = 0.913

$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 135.422 MPa

◈ 주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2$ = 100 − 15.9 / 2 = 92 mm (여기서, d_b = 16)

s_1 = 375 (210 / fs) − 2.5 Cc = 351 mm > s = **150** mm ∴ O.K

s_2 = 300 (210 / fs) = 465 mm

7.2 좌측벽체

7.2.1 좌측벽체 단부

(1) 휨 검토

f_{ck}	=	30 MPa	f_y	=	400 MPa	d_t'	=	100 mm	d'	=	100 mm
Mu	=	78.129 kN.m	Vu	=	84.550 kN	Mo	=	45.584 kN.m	d (휨)	=	300 mm
B	=	1000 mm	H	=	400 mm	헌치	=	300 mm	d (전단)	=	200 mm
ϕ_f	=	0.900	ϕ_v	=	0.85	주철근	1	단 배치	d_t	=	300 mm

Use A_s =	1단	1CYCL	H	16 @	150	, 2CYCL	H	0 @	0	=	1,324 mm^2
	2단	1CYCL	H	0 @		, 2CYCL	H	0 @	0	=	- mm^2
				TOTAL	=	1,324 mm^2		[p =	0.00441	]	

▶ 주철근이 항복한다고 가정하면, $T = A_s f_y$ = 529,600 N

$C = 0.85 f_{ck} a b$ = 25,500 a, $C = T$; a = 21 mm

▶ $c = a / \beta_1$ = 21 / 0.84 = 25 mm

$\varepsilon_t = 0.003 (d_t - c) / c$ = 0.003 × (300 − 25) / 25

= 0.03323 > 0.002 ⇒ **가정만족 (주철근 항복)**

> 0.005 ⇒ **인장지배 단면**

$$\phi_f = \phi_c + \frac{(\phi_t - \phi_c)}{(0.005 - \varepsilon_y)}(\varepsilon_t - \varepsilon_y) = 0.65 + \frac{(0.900 - 0.65)}{(0.005 - 0.002)}(0.03323 - 0.002)$$

= 3.252 > 0.9 ⇒ **ϕ_f = 0.900**

▶ 최소 철근비 검토

$P_{min1} = 1.4 / f_y$ = 0.00350 ⇒ $A_{s1,\,min}$ = 1,050 mm^2

$P_{min2} = 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y$ = 0.00342 ⇒ $A_{s2,\,min}$ = 1,027 mm^2

$A_{s,\,min}$ = 1,050 mm^2

$A_{s,\,Req}$ = 738 mm^2, 4/3 $A_{s,\,Req}$ = 984 mm^2

MIN ($A_{s.min}$, 4/3 $A_{s.req}$) = 984 mm^2 < Use As = 1,324 mm^2 ∴ **O.K**

◈ $M_d = \phi_f T (d - a / 2)$ = 0.900 × 529,600 × (300 − 21 / 2) / 10 E+6

= **138.042** kN.m > Mu = **78.129** kN.m ∴ **O.K** **[S.F = 1.767]**

(2) 전단 검토

▶ $\phi_v Vc = \phi_v 1/6 \sqrt{f_{ck}} B d$ = 155.188 kN > Vu = 84.550 kN

∴ **전단철근 불필요**

(3) 주철근 간격 검토

▶ 주철근 응력, fs

$A = 2 \times 100 \times 1{,}000 / 7$ = 30,000 mm^2

$k = -np + \sqrt{[2np + (np)^2]}$ [∵ $n = Es / Ec$ = 7.3 ≒ 7]

$= -7 \times 0.00441 + \sqrt{[2 \times 0.031 + 0.0309^2]}$ = 0.22

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.22 / 3$ = 0.927

$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 123.801 MPa

◈ 주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2$ = 100 − 15.9 / 2 = 92 mm (여기서, d_b = 16)

$s_1 = 375 (210 / fs) - 2.5 Cc$ = 406 mm > s = **150** mm ∴ **O.K**

$s_2 = 300 (210 / fs)$ = 509 mm

7.2.2 좌측벽체 중앙부

(1) 휨 검토

f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa	d_t' =	100	mm	d' =	100	mm
Mu =	26.358	kN.m	Vu =	0.000	kN	Mo =	15.115	kN.m	d (휨) =	200	mm
B =	1000	mm	H =	300	mm	헌치 =	0	mm	d (전단) =	200	mm
ϕ_f =	0.900		ϕ_y =	0.85		주철근	1 단 배치		d_t =	200	mm

Use A_s =	1단	1CYCL H	16 @	150	,	2CYCL H	0 @	0	=	1,324	mm^2
	2단	1CYCL H	@		,	2CYCL H	0 @	0	=	-	mm^2
		TOTAL =	1,324	mm^2	[p =	0.00662]					

▶ 주철근이 항복한다고 가정하면, $T = A_s f_y$ = 529,600 N

$C = 0.85 f_{ck} a b$ = 25,500 a, $C = T$; a = 21 mm

▶ $c = a / \beta_1$ = 21 / 0.84 = 25 mm

$\varepsilon_t = 0.003 (d_t - c) / c$ = 0.003 × (200 − 25) / 25

= 0.02115 > 0.002 ⇒ **가정만족 (주철근 항복)**

> 0.005 ⇒ **인장지배 단면**

$$\phi_f = \phi_c + \frac{(\phi_t - \phi_c)}{(0.005 - \varepsilon_y)}(\varepsilon_t - \varepsilon_y) = 0.65 + \frac{(0.900 - 0.65)}{(0.005 - 0.002)}(0.02115 - 0.002)$$

= 2.246 > 0.9 ⇒ ϕ_f = **0.900**

▶ 최소 철근비 검토

$P_{min1} = 1.4 / f_y$ = 0.00350 ⇒ $A_{s1,\,min}$ = 700 mm^2

$P_{min2} = 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y$ = 0.00342 ⇒ $A_{s2,\,min}$ = 685 mm^2

$A_{s,\,min}$ = 700 mm^2

$A_{s,\,Req}$ = 371 mm^2, $4/3\ A_{s,\,Req}$ = 495 mm^2

MIN ($A_{s,min}$, $4/3\ A_{s,req}$) = 495 mm^2 < Use As = 1,324 mm^2 ∴ O.K

◈ $Md = \phi_f T (d - a/2)$ = 0.900 × 529,600 × (200 − 21 / 2) / 10 E+6

= **90.378** kN.m > Mu = **26.358** kN.m ∴ O.K [S.F = **3.429**]

(2) 주철근 간격 검토

▶ 주철근 응력, fs

$A = 2 \times 100 \times 1{,}000 / 7$ = 30,000 mm^2

$k = -np + \sqrt{[2np + (np)^2]}$ [∵ $n = Es / Ec$ = 7.3 ≒ 7]

= − 7 × 0.00662 + √ [2 × 0.046 + 0.0463^2] = 0.261

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.261 / 3$ = 0.913

$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 62.519 MPa

◈ 주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2$ = 100 − 15.9 / 2 = 92 mm (여기서, d_b = 16)

$s_1 = 375 (210 / fs) - 2.5 Cc$ = 1029 mm > s = **150** mm ∴ O.K

$s_2 = 300 (210 / fs)$ = 1008 mm

7.3 우측벽체

7.3.1 우측벽체 단부

(1) 휨 검토

f_{ck} =	30 MPa	f_y =	400 MPa	d_t' =	100 mm	d' =	100 mm
Mu =	78.129 kN.m	Vu =	84.550 kN	Mo =	45.584 kN.m	d (휨) =	300 mm
B =	1000 mm	H =	400 mm	헌치 =	300 mm	d (전단) =	200 mm
ϕ_f =	0.900	ϕ_v =	0.85	주철근	1 단 배치	d_t =	300 mm

Use A_s =	1단	1CYCL H	16 @	150 ,	2CYCLE H	0 @	0 =	1,324	mm^2
	2단	1CYCL H	@	,	2CYCLE H	0 @	0 =	-	mm^2
		TOTAL =	1,324	mm^2	[p =	0.00441]			

▶ 주철근이 항복한다고 가정하면, $T = A_s f_y$ = 529,600 N

$C = 0.85 f_{ck} a b$ = 25,500 a, $C = T$; a = 21 mm

▶ $c = a / \beta_1$ = 21 / 0.84 = 25 mm

$\varepsilon_t = 0.003 (d_t - c) / c$ = 0.003 × (300 − 25) / 25

= 0.03323 > 0.002 ⇒ **가정만족 (주철근 항복)**

> 0.005 ⇒ **인장지배 단면**

$$\phi_f = \phi_c + \frac{(\phi_t - \phi_c)}{(0.005 - \varepsilon_y)} (\varepsilon_t - \varepsilon_y) = 0.65 + \frac{(0.900 - 0.65)}{(0.005 - 0.002)} (0.03323 - 0.002)$$

= 3.252 > 0.9 ⇒ **ϕ_f = 0.900**

▶ 최소 철근비 검토

P_{min1} = 1.4 / f_y = 0.00350 ⇒ $A_{s1,\,min}$ = 1,050 mm^2]

P_{min2} = 0.25 $\sqrt{f_{ck}}$ / f_y = 0.00342 ⇒ $A_{s2,\,min}$ = 1,027 mm^2] $A_{s,\,min}$ = 1,050 mm^2

$A_{s,\,Req}$ = 738 mm^2 , 4/3 $A_{s,\,Req}$ = 984 mm^2

MIN ($A_{s,min}$, 4/3 $A_{s,req}$) = 984 mm^2 < Use As = 1,324 mm^2 ∴ **O.K**

◈ $Md = \phi_f T (d - a / 2)$ = 0.900 × 529,600 × (300 − 21 / 2) / 10 E+6

= **138.042** kN.m > Mu = **78.129** kN.m ∴ **O.K** **[S.F = 1.767]**

(2) 전단 검토

▶ $\phi_v Vc = \phi_v 1/6 \sqrt{f_{ck}} B d$ = 155.188 kN > Vu = 84.550 kN

∴ **전단철근 불필요**

(3) 주철근 간격 검토

▶ 주철근 응력, fs

$A = 2 \times 100 \times 1{,}000 / 7$ = 30,000 mm^2

$k = - np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ [∵ $n = Es / Ec$ = 7.3 ≒ **7**]

$= - 7 \times 0.00441 + \sqrt{[\,2 \times 0.031 + 0.0309^2\,]}$ = 0.22

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.22 / 3$ = 0.927

$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 123.801 MPa

◈ 주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2$ = 100 − 15.9 / 2 = 92 mm (여기서, d_b = 16)

$s_1 = 375 (210 / fs) - 2.5 Cc$ = 406 mm > s = **150** mm ∴ **O.K**

$s_2 = 300 (210 / fs)$ = 509 mm

7.3.2 우측벽체 중앙부

(1) 휨 검토

f_{ck} =	30 MPa	f_y =	400 MPa	d_t' =	100 mm	d' =	100 mm
Mu =	26.383 kN.m	Vu =	0.000 kN	Mo =	15.115 kN.m	d (휨) =	200 mm
B =	1000 mm	H =	300 mm	헌치 =	0 mm	d (전단) =	200 mm
ϕ_f =	0.900	ϕ_y =	0.85	주철근	1 단 배치	d_t =	200 mm

Use A_s =	1단	1CYCL	H	16 @	150 ,	2CYCLE	H	0 @	0 =	1,324	mm^2
	2단	1CYCL	H	@	,	2CYCLE	H	0 @	0 =	-	mm^2
			TOTAL =	1,324	mm^2	[p =	0.00662]				

▶ 주철근이 항복한다고 가정하면, $T = A_s f_y$ = 529,600 N

$C = 0.85 f_{ck} a b$ = 25,500 a, $C = T$; a = 21 mm

▶ $c = a / \beta_1$ = 21 / 0.84 = 25 mm

$\varepsilon_t = 0.003 (d_t - c) / c$ = 0.003 × (200 − 25) / 25

= 0.02115 > 0.002 ⇒ **가정만족 (주철근 항복)**

> 0.005 ⇒ **인장지배 단면**

$$\phi_f = \phi_c + \frac{(\phi_t - \phi_c)}{(0.005 - \varepsilon_y)}(\varepsilon_t - \varepsilon_y) = 0.65 + \frac{(0.900 - 0.65)}{(0.005 - 0.002)}(0.02115 - 0.002)$$

= 2.246 > 0.9 ⇒ **ϕ_f = 0.900**

▶ 최소 철근비 검토

$P_{min1} = 1.4 / f_y$ = 0.00350 ⇒ $A_{s1,\,min}$ = 700 mm^2]

$P_{min2} = 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y$ = 0.00342 ⇒ $A_{s2,\,min}$ = 685 mm^2] $A_{s,\,min}$ = 700 mm^2

$A_{s,\,Req}$ = 372 mm^2 , $4/3\ A_{s,\,Req}$ = 496 mm^2

MIN ($A_{s,min}$, $4/3\ A_{s,req}$) = 496 mm^2 < Use As = 1,324 mm^2 ∴ **O.K**

◈ $Md = \phi_f T (d - a/2)$ = 0.900 × 529,600 × (200 − 21 / 2) / 10 E+6

= **90.378** kN.m > Mu = **26.383** kN.m ∴ **O.K** **[S.F = 3.426]**

(2) 주철근 간격 검토

▶ 주철근 응력, fs

$A = 2 \times 100 \times 1{,}000 / 7$ = 30,000 mm^2

$k = -np + \sqrt{[2np + (np)^2]}$ [∵ $n = Es / Ec$ = 7.3 ≒ 7]

$= -7 \times 0.00662 + \sqrt{[2 \times 0.046 + 0.0463^2]}$ = 0.261

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.261 / 3$ = 0.913

$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 62.519 MPa

◈ 주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2$ = 100 − 15.9 / 2 = 92 mm (여기서, d_b = 16)

$s_1 = 375 (210 / fs) - 2.5\ Cc$ = 1029 mm > s = **150** mm ∴ **O.K**

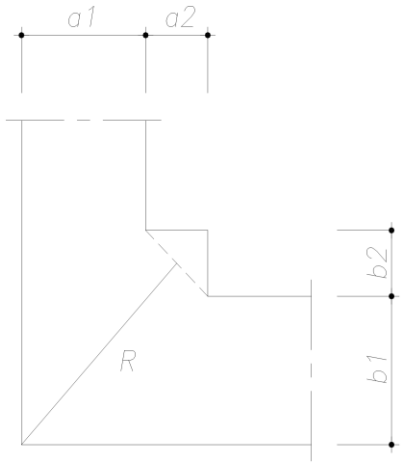
$s_2 = 300 (210 / fs)$ = 1008 mm

7.4 온도 및 배력철근 설계

구 분		단면제원		사 용 주철근	소요 배력철근량 (mm^2)		사용 배력철근량 (mm^2)			판정
		B (mm)	H (mm)		주철근 20%	온도철근				
하 부 슬래브	단 부	1,000	300	H16@150	265	600	인장	H13@200=634	950	O.K
							압축	H13@400=317		
	중앙부	1,000	300	H16@150	265	600	인장	H13@200=634	950	O.K
							압축	H13@400=317		
좌측 벽체	단부	1,000	300	H16@150	265	750	인장	H13@200=634	950	O.K
							압축	H13@400=317		
	중앙부	1,000	300	H16@150	265	750	인장	H13@200=634	950	O.K
							압축	H13@400=317		
우측 벽체	단부	1,000	300	H16@150	265	750	인장	H13@200=634	950	O.K
							압축	H13@400=317		
	중앙부	1,000	300	H16@150	265	750	인장	H13@200=634	950	O.K
							압축	H13@400=317		

7.5 우각부 보강 설계

(1) 하부슬래브 (좌,우측)



f_{ck}	=	30	MPa
f_y	=	400	MPa
Mo	=	45.584	kN·m
a1	=	300	mm
a2	=	300	mm
b1	=	300	mm
b2	=	300	mm

$$R = \{(a2 \times b1 + b2 \times a1 + a2 \times b2) / (a2 + b2)\} \times \sqrt{2}$$
$$= 636 \text{ mm}$$

- 주철근 (절곡하여 보강철근으로 고려할 수 있는 주철근량)

As' = H 16 @ 300 = 662 mm^2

H 0 @ 0 = 0 mm^2

1) 최대인장응력, f_{tmax}

$$f_{tmax} = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 45.584 \times 10^6}{(636.396)^2 \times 1{,}000}$$

$$= 0.563 \text{ Mpa} > 0.08 \sqrt{fck} = 0.438 \text{ Mpa}$$ **보강철근 필요 !**

2) 보강철근량 산정, As

- 필요철근량

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times f_{sa}} - As'$$

$$= \frac{2 \times 45.584 \times 10^6}{636 \times 180} - 662$$

$$= 796 \text{ mm}^2 - 662 \text{ mm}^2$$

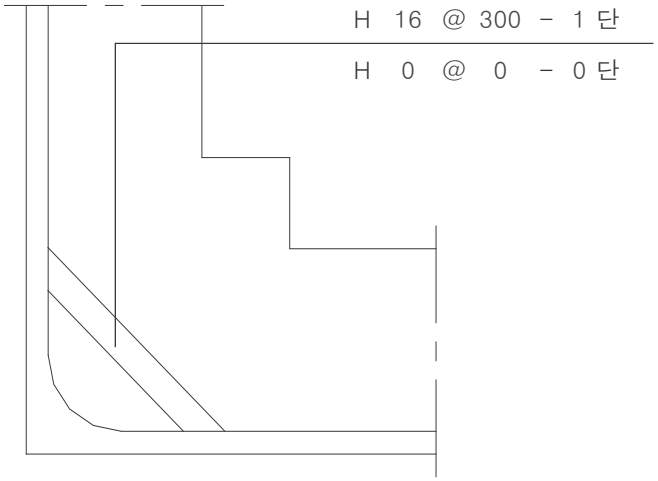
$$= 134 \text{ mm}^2$$

- 사용철근량

As = H 16 @ 300 - 1 단

+ H 0 @ 0 - 0 단

= 662 mm^2 O.K



8. 사용성 검토

8.1 처짐 검토

1) 하부 슬래브 : 최소부재두께 적용

철근의 항복응력 fy = 400 MPa

부재의 지간길이 L = 2.300 m

슬래브 양단 연속의 경우

T = L / 28 = 0.082 m

(보정계수) FACTOR = 1.000

처짐계산을 하지않는 경우의 최소두께

T = 0.082m < H = 0.300m (처짐검토 생략)

9. 기초지반 지지력 검토

9.1 작용하중

9.1.1 구 체 자 중 (W1) :

(0.3 × 2.4 + 0.3 × 2 × 1 EA + 0.3 × 0.3 / 2
× 2 EA + 0.3 × 2.4) × 24.500 / 2.6 = 20.071 kN/m^2

9.1.2 상재고정하중(W2)

(1) 상재토

되메움토 : 0.000 × 20.000 = 0.000 kN/m^2

아스콘 : 0.000 × 23.000 = 0.000 kN/m^2

9.1.3 활 하 중(L)

(1) 활 하 중 :

= 0.000 kN/m^2

9.1.4 수로개거내의 물의자중(w3)

2.000 × 1.920 × 1.000 / 2.600 / 1.000 × 10.000 = 14.769 kN/m^2

9.2 지지력 검토

9.2.1 최대지반반력 (qmax) = W1 + W2 + L + W3

20.071 + 0.000 + 0.000 + 14.769 = 34.840 kN/m^2

9.2.2 허용지반반력 (qa)

- 정역학 공식에 의한 지반의 허용 연직 지지력 (Terzaghi식 사용)

$Qu = A \cdot [c \cdot Nc + q \cdot Nq + 0.5 \cdot r1 \cdot B \cdot Nr]$

Qu : 하중의 편심 및 경사가 없는 연속기초지반의 극한지지력 (kN)

- A : 재하면적 = 2.600 m^2
- c : 지반의 점착력 = 0.000 kN/m^2
- q : 상재하중, (q = r2 · Df) = 48.000 kN/m^2
- r1 : 지지 지반의 흙의 단위중량 = 20.000 kN/m^3
- r2 : 근입 지반의 흙의 단위중량 = 20.000 kN/m^3
- B : 확대기초의 폭 = 2.600 m
- L : 확대기초의 길이 = 1.000 m
- Φ : 지반의 전단 저항각

Φ = √ (12 × N) + 15 = √ (12 × 15) + 15 = 28 °

- Nc = 25.100 , Nq = 12.700 , Nr = 9.700 (전단 저항각 28 ° 일때)
- Qu = 2.600 × [0.000 × 25.100 + 48.000 × 12.700 +
0.500 × 20.000 × 2.600 × 9.700] = 2240.680 kN
- Qa = 2240.680 / 3 = 746.893 kN
- qa = 746.893 / 2.600 = 287.267 kN/m^2

* 평상시 최대 지반반력 (도.설.해 2008) = 400.000 kN/m^2

∴ q_{max} = 34.840 kN/m^2 < q_a = 287.267 kN/m^2 ∴ O.K

<3차현장자문회의 결과 반영>

교 량 공

중앙선 도담~영천 철도건설(안동~영천간) 제5공구 노반 재설계

- 2. 탑 리 제 2 교
- 3. 탑 리 제 3 교
- 4. 탑 리 제 4 교
- 9. 파 전 제 2 교

2. 탑리제2교

중앙선 도담~영천 철도건설(안동~영천간) 제5공구 노반 재설계

2.1 상부공

2.2 교대공

2.3 교각공

2.4 내진해석

2.5 가시설공

2. 탑리제2교

2.1 상부공

2.1.1 PSC

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 바닥판 설계

4. 주거더 설계

4.1 단면 제원
4.2 하중 산정
4.3 구조 해석
4.4 단면력 집계
4.5 PS강재의 긴장력 손실량
4.6 거더 응력 검토
4.7 크리프 및 건조수축에 의한 단면력 계산
4.8 휨강도 설계
4.9 전단 설계
4.1 사용성 검토
4.11 강선 신장량
4.12 정착부 설계

5. 가로보 설계

6. 신축이음 설계

1. 설계조건

1.1 교량 제원

(1) 교량형식 : 단순 PSC 합성 거더교

(2) 거더 제작 공법 : 포스트텐션방식(Post-tensioning)

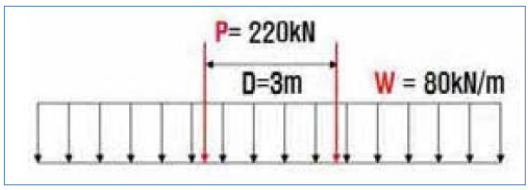
(3) 경간 및 주거더 높이 :

거더 전체 길이	l_t	=	24.900	m		
지 간	l	=	24.000	m	x 1	경간
거더 높이	h_t	=	2.350	m		
평면 사각	Θ	=	90.0	°		

(4) 교량 폭 : B = 10.900 m

1.2 설계 하중

(1) 표준 활하중 : KRL2012 표준(KL 여객, 화물 혼용선)



(2) 궤도 중심 간격 : s_{tcl} = 4.30 m

(3) 충격 계수 : 철근 콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트교

[철도설계기준(노반편) 8.2.16]

$$i_m = \frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 \qquad (0 < i_m \le 0.67)$$

$$i_m = \left(1.44 / \sqrt{24.00} - 0.2 \right) - 0.18$$

$$= 0.126$$

(4) 궤도의 단위중량 : w_t = 3.00 kN/m (1궤도당 1.5kN/m)

(5) 도상의 단위중량 : w_b = 19.00 kN/m^3 (보선하중 30% 할증)

(6) 방수 및 방진재 : w_m = 11.00 kN/m^3

(7) PSC, RC 단위중량 : w_c = 24.50 kN/m^3

(8) 보도 적재 하중 : w_w = 2.00 kN/m^3 (주거더 설계시)

w_w = 5.00 kN/m^3 (바닥판 설계시)

(9) 난간, 방음벽 형태

난간 (좌) : w_{h1} = 1.00 kN/m

방음벽(우) : w_{h2} = 5.00 kN/m

1.3 사용 재료

(1) PS 강재, 규격

SWPC 7B　7 – 12.7 mm – 10　(저릴랙세이션 강재 사용)

A_p = 987.10 mm^2

① 인장강도 : f_{pu} = 1,900.00 MPa

② 항복강도 : f_{py} = 1,600.00 MPa

③ 허용 인장응력

– 초기 인장응력 : f_{pia} = 0.9 x f_{py} = 1,440.00 Mpa

– 도입 인장응력 : f_{pta} = 0.7 x f_{pu} = 1,330.00 MPa

– 사용하중 작용시 : f_{pa} = 0.8 x f_{py} = 1,280.00 MPa

④ 탄성계수 : E_p = 200,000.00 MPa

(2) PS 강재의 곡선 배치 자료

① 마찰계수

– 정착장치의 활동량 : ζ = 6.000 mm

– 케이블의 마찰계수 : μ = 0.250 / rad

– 쉬스관의 마찰계수 : κ = 0.0050

② PS 강선 케이블 정착구의 치수 (mm)

– 원형의 경우에는, α = 8.8 D (지름) 로 함.

– 일변의 폭 : A = 21.5

– 거동 방향 길이 : l = 22.0

③ PS 강선 케이블의 곡선 종류

– 곡선 종류 : 포물선

④ PS 강선 케이블의 기본 배치수 : 케이블 개수, N_n = 5 다발

No.	s (m)	e (m)	f (m)	α (도,분)
5	0.325	0.35	0.1	16° 05'
4	0.225	0.55	0.1	15° 05'
3	0.125	1	0.1	12° 13'
2	0.125	1.45	0.1	08° 09'
1	0.125	1.9	0.1	04° 01'

(3) 프리스트레스트 콘크리트

① 설계기준강도	:	f_{ck}				=	40.00	MPa
② PS도입시 압축강도	:	f_{ci}	=	0.80	x f_{ck}	=	32.00	MPa
③ 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전 항복응력								
- 허용 휨압축응력	:	f_{cai}	=	0.55	x f_{ci}	=	17.60	MPa
- 허용 휨인장응력								
부착된 철근이 없는 인장구역								
	:	f_{tai}	=	0.25	x√(f_{ci})	=	-1.41	MPa
부착된 철근이 있는 인장구역								
	:	f_{ta}	=	0.50	x√(f_{ci})	=	-2.83	MPa
④ 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 허용응력								
- 허용 휨압축응력	:	f_{ca}	=	0.40	x f_{ck}	=	16.00	MPa
- 허용 휨인장응력	:	f_{ta}	=			=	0.00	MPa
⑤ 탄성계수								
- PS도입직후	:	E_{ci}	=	8,500	× $\sqrt[3]{(f_{ci}+4)}$	=	28,066	MPa
- 사용하중 작용시	:	E_{pc}	=	8,500	× $\sqrt[3]{(f_{ck}+4)}$	=	30,008	MPa
⑥ 탄성계수비								
- PS도입직후	:	n_p'	=	E_p / E_{ci}		=	7.13	
- 사용하중 작용시	:	n_p	=	E_p / E_{pc}		=	6.66	
⑦ 크리프 계수								
- 초기 (28일)	:	Φ_c	=	3.0				
- 최종 (90일)	:	Φ_c'	=	2.2				
⑧ 건조수축률								
- 초기 (28일)	:	ε	=	0.00020				
- 최종 (90일)	:	ε	=	0.00014				

(4) 현장타설 콘크리트

① 설계기준강도	:	$f_{ck(slab)}$				=	30.00	MPa
② 탄성계수	:	E_{ci}	=	8,500	× $\sqrt[3]{(f_{ck(slab)}+4)}$	=	27,537	MPa
③ 허용 휨압축응력	:	f_{ca}	=	0.40	x $f_{ck(slab)}$	=	12.00	MPa
④ 허용 휨인장응력	:	f_{ta}	=			=	0.00	MPa
⑤ 허용 전단응력 (1)	:	υ_{cad1}	=	0.08	x√($f_{ck(slab)}$)	=	0.44	MPa
⑥ 허용 전단응력 (2)	:	υ_{cad2}	=	0.4	x√($f_{ck(slab)}$)	=	2.19	MPa
⑦ 탄성계수비(철근)	:	n_c	=	E_s / $E_{c(slab)}$		=	7.26	

(5) 철근 (바닥판용) SD 400

① 항복응력	:	f_{sy}				=	400.00	MPa
② 허용 인장응력	:	f_{sa}				=	180.00	MPa
③ 탄성계수	:	E_s				=	200,000.00	MPa

(6) 철근 (PSC거더 및 가로보용) SD 300

① 항복응력 : f_{sy} = 300.00 MPa

② 허용 인장응력 : f_{sa} = 150.00 MPa

③ 탄성계수 : E_s = 200,000.00 MPa

1.4 사용성의 한계

(1) 활하중 처짐의 허용값

① 주행안전성에 대한 검토

$\delta_L \leq \delta_{La} = L / 600$

여기서, δ_L = 충격계수가 고려된 표준열차하중이 가장 불리하게 재하된 상태(복선재하 포함)의 처짐값

② 승차감 만족에 대한 검토

실 열차하중에 의한 속도별 동적해석 응답의 최대값과 충격계수를 고려한 표준열차하중 단선재하에 의한 최대값 중 불리한 값을 적용한다.

설계속도 (V)(km/h)	거더 또는 부재의 경간(m)										
	0~20	25	30	35	40	45	50	55	60~75	80~95	100~120
270<V<350	L /1500	L /1500	L /1600	L /1750	L /1900	L /2100	L /2200	L /2350	L /2500	L /2200	L /1900
200<V≤270	L /1300	L /1400	L /1500	L /1600	L /1700	L /1900	L /2000	L /2100	L /2000	L /1700	L /1400
V≤200	L /1100	L /1200	L /1300	L /1500	L /1500	L /1400	L /1300	L /1200	L /1100	L /800	L /600

(2) 휨철근 간격의 허용값

콘크리트 인장연단에 가장 가까이에 배치되는 철근의 중심간격 s는 다음 식에 의해 계산된 값 중에서 작은 값 이하로 해야 한다.

① $s = 375\,(210/f_s) - 2.5C_c$

② $s = 300\,(210/f_s)$

여기서, C_c = 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소두께. 철근이 하나만 배치된 경우에는 인장연단의 폭을 s로 한다.

f_s = 사용하중 상태에서 인장연단에 가장 가까이에 위치한 철근의 응력 (근사값으로 f_y의 2/3를 사용할 수 있다.)

1.5 해석프로그램

Midas CIVIL 2009 V1.0.0 (마이다스 아이티)

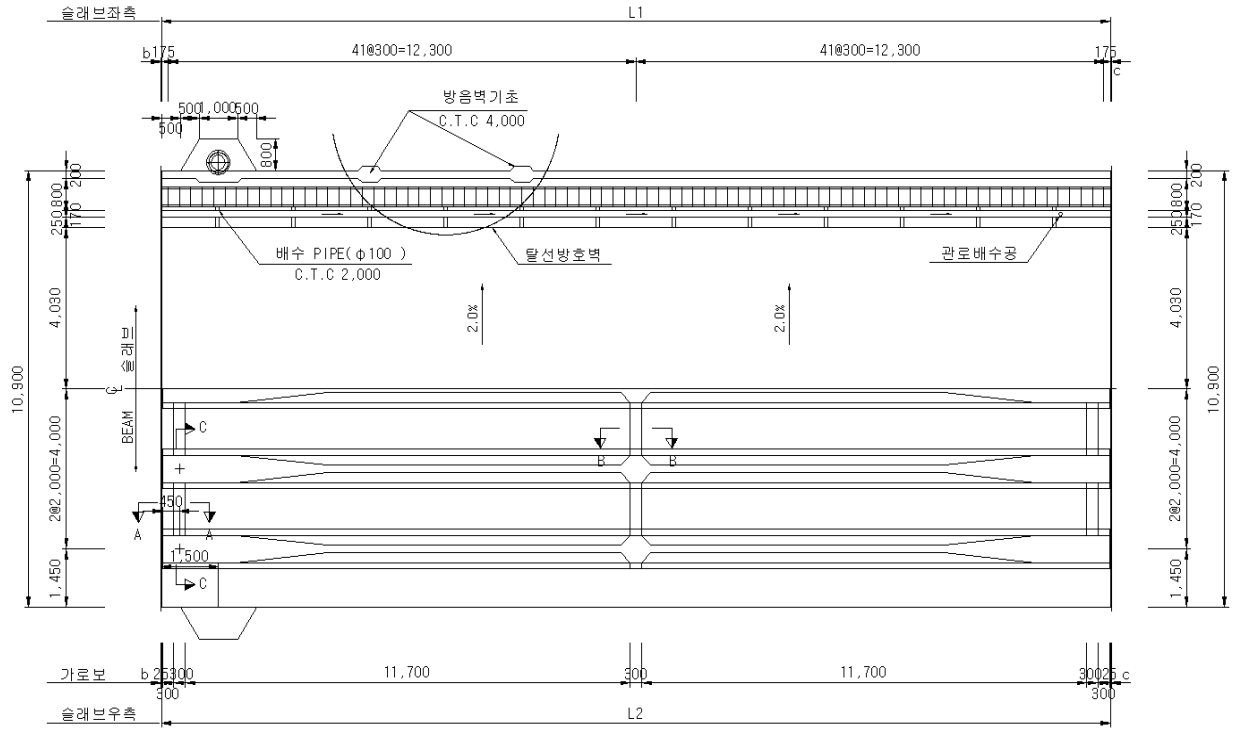
1.6 참고 문헌

1. 철도설계기준 (2013), 한국철도시설공단
2. 철도설계기준(노반편) (2011), 한국철도시설공단
3. 철도설계기준(철도교편) (2004), 대한토목학회
4. 콘크리트 구조 설계기준 (2012), 한국콘크리트학회
5. 철도설계편람(노반편-콘크리트 교) (2011), 한국철도시설공단
6. 철도설계편람(토목편-강철도 교량) (2004), 대한토목학회
7. 합성구조론 (2006), 장승필 저, 구미서관
8. 도로교 설계기준 및 해설 (2003), 대한토목학회
9. 도로설계편람(교량편) (2001), 건설교통부
10. 횡분배 실용 계산법 (1998), 원기술
11. 강도로교 상세부 설계지침 (2006), 건설교통부

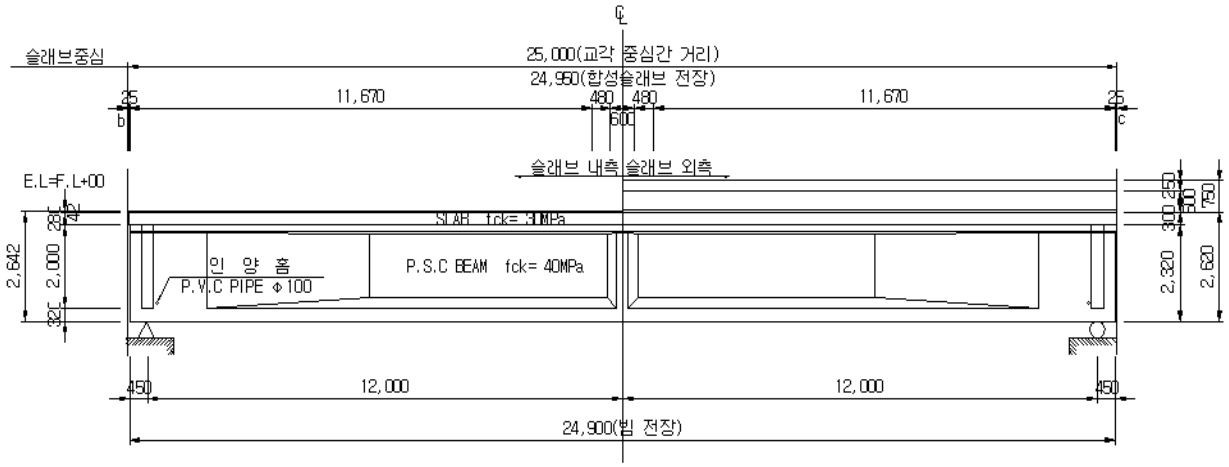
2. 단면가정

2.1 단면가정

(1) 평 면 도

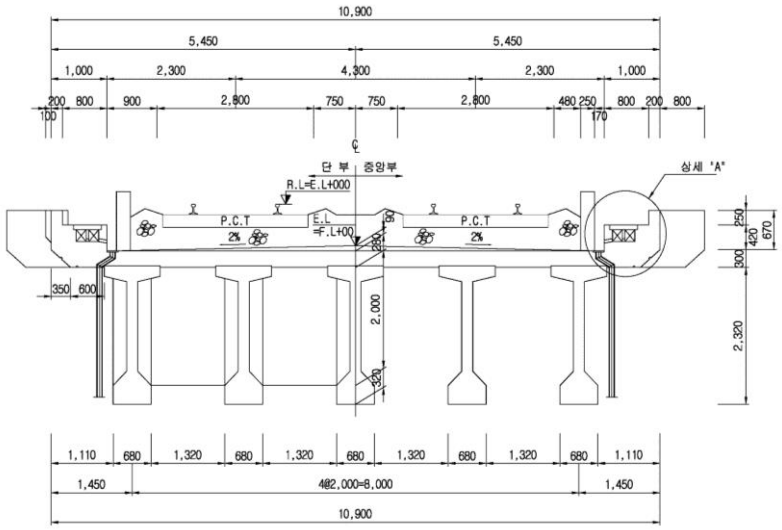


(2) 종 단 면



(3) 횡 단 면

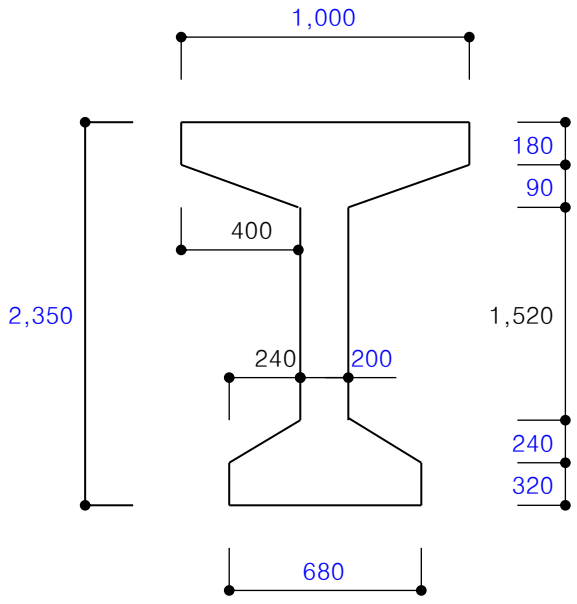
거더간격	=	2.000	m	좌측캔틸레버 길이	=	1.450	m
교량 폭	=	10.900	m	우측캔틸레버 길이	=	1.450	m
바닥판 두께	=	0.280	m				
도상	=	0.365	m				



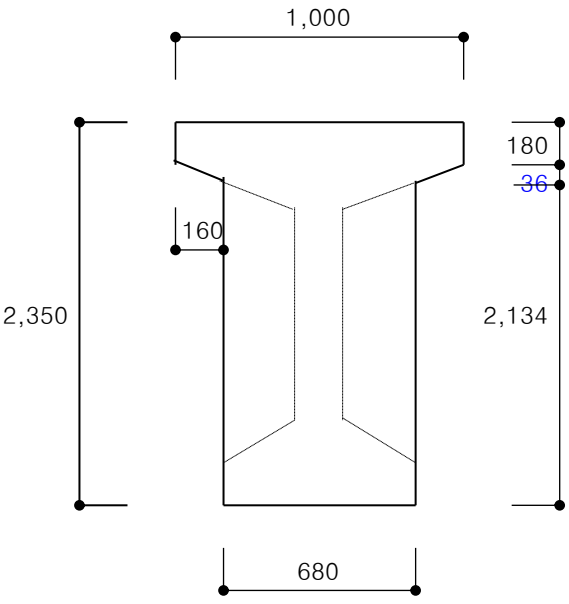
(4) 거더 단면

① 거더 횡단면도

중 앙 부



지 점 부



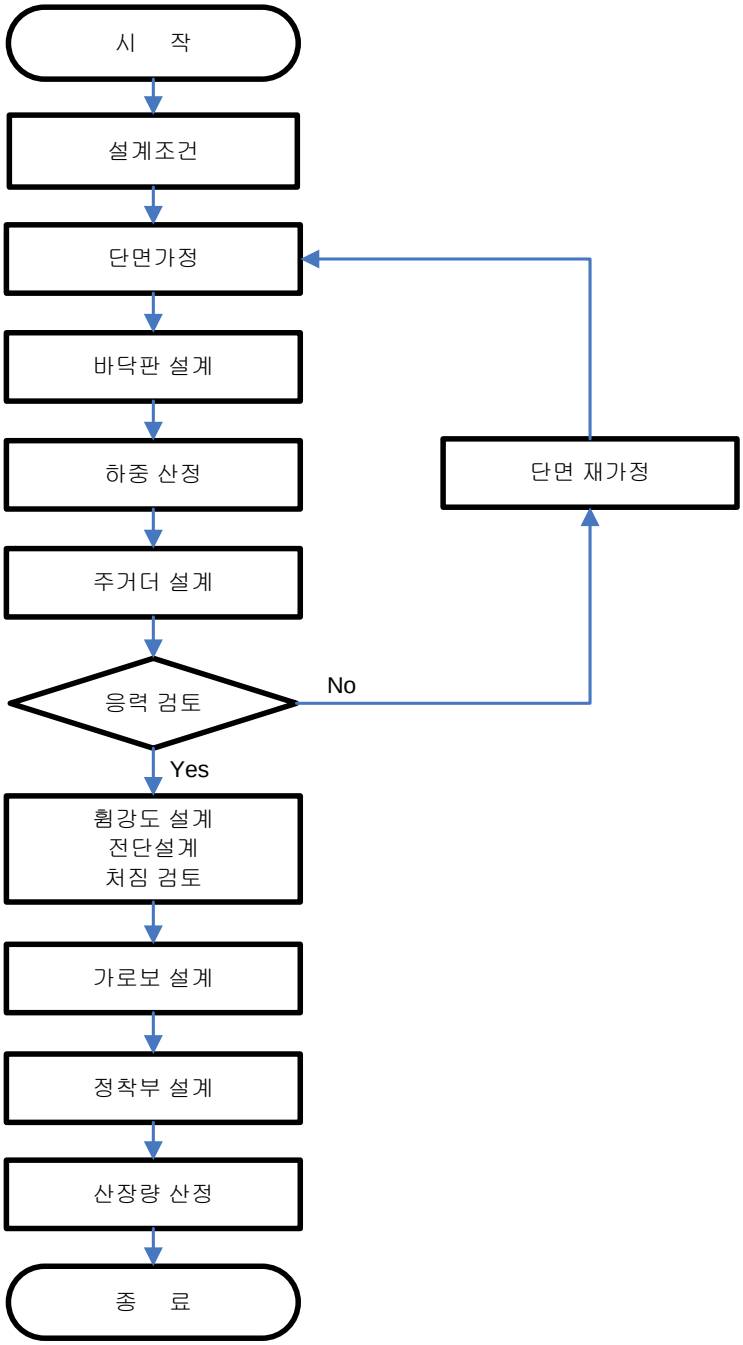
② 긴장재 위치도 : 하연에서 높이

강선번호	지점부	H 위치	L/4 위치	중앙부
1	320	137	125	125
2	695	297	130	125
3	1,077	526	208	125
4	1,465	815	401	225
5	1,849	1,070	564	325

2.2 거더 설계시 단계별 사용단면 제원

구 분	단면 계수	탄성 계수	비 고
자 중	순 단 면	프리스트레스 도입시	
프리스트레싱	순 단 면	프리스트레스 도입시	
합성전 고정하중	PS강선 환산단면	바닥판 타설시	비합성거더는 고정하중
합성후 고정하중	바닥판 환산단면	바닥판 경화후	비합성거더 해당없음
활 하 중	바닥판 환산단면	바닥판 경화후	

2.3 설계 흐름도



2.4 시공 순서도

1. 제작장에서 PSC Beam제작 및 1차 강선 긴장



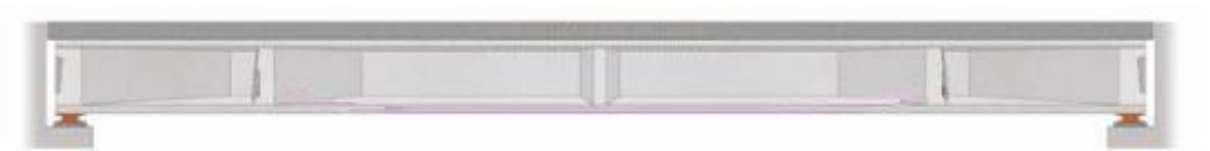
2. 크레인을 이용한 빔 거치



3. 가로보 철근 연결 및 바닥판 콘크리트 타설



4. 바닥판 콘크리트 경화



5. 방호벽 설치 및 도상, 레일 설치 (2차 고정하중 재하)



6. 완공후 열차하중 재하



3. 바닥판 설계

3.1 궤도부

3.1.1 바닥판 최소 두께 검토

[철도설계기준 (노반편) 10.10.4]

구 분			궤도진행 방향에 직각	궤도진행 방향에 평행
단 순 판			40 l + 110	65 l + 130
연 속 판			30 l + 110	50 l + 130
캔틸레버판	l	≤0.25	280 l + 160	240 l + 130
	l	> 0.25	80 l + 210	

여기서, l은 작용하는 열차하중 및 고정하중에 대한 지간이다.
단순판 및 연속판의 지간은 순지간으로 한다.
궤도부분 바닥판의 최소두께는 200mm 또는 위의 표의 값 중 큰 값을 사용한다.

- 바닥판의 지간 l_s = 2.000 − 0.200 = 1.80 m
- 바닥판 최소두께 t_{min} = 30 l_s + 110 = 164.00 mm
  최소 200.00 mm 이상
- 바닥판 사용두께 t_{use} = 280 mm > 200 mm ∴ O.K

3.1.2 하중 계산

- PC 침목제원 = 0.240 × 0.200 × 2.60 m
- 도상두께 = 0.365 m
- 바닥판콘크리트 두께 = 0.280 m
- 분 포 폭 = 침목길이 + 1.5 × 자갈도상두께 + 바닥판 두께
  = 2.600 + 1.5 × 0.365 + 0.280 = 3.428 m

(1) 고정하중

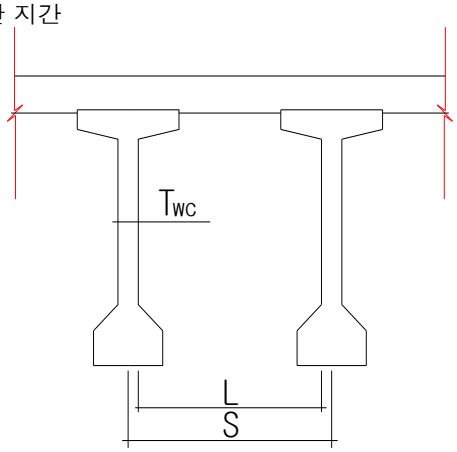
슬 래 브	:	w_s	=	0.28	×	24.50	=	6.860	kN/m^2
구 배	:	w_s	=	0.090	/ 2 ×	24.50	=	1.103	kN/m^2
도 상	:	w_g	=	0.565	× 19.00 ×	1.30	=	13.956	kN/m^2
궤 도	:	w_r	=	3.00	× 1 /	3.428	=	0.875	kN/m^2
계	:	w_d	=				=	22.794	kN/m^2

도상의 중량은 보선작업과정을 고려하여 30% 할증된 값을 사용한다. [철도설계기준(노반편) 8.2.2]
등분포고정하중에 의한 연속판의 휨모멘트는 단지간과 중앙지간에서 다르지만
설계를 간략화하기 위해서 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(m)당의 설계모멘트는 같이 사용한다.

[철도설계기준(노반편) 표10.10.3]

판의 구분	휨모멘트의 종류	바닥판 지간방향의 휨모멘트
단순판	지간 휨모멘트	+ w l_d^2 / 8
캔틸레버판	지점 휨모멘트	− w l_d^2 / 2
연속판	지간 휨모멘트	+ w l_d^2 / 10
	지점 휨모멘트	− w l_d^2 / 10

- 바닥판 지간 L = S − Twc = 1.800 m
  [철도설계기준(노반편) 10.10.3



- 고정하중에 의한 휨모멘트

$$M_d = \frac{w\ l_d^2}{10} = \frac{22.794 \times 1.800^2}{10} = 7.385\ kN\text{-}m$$

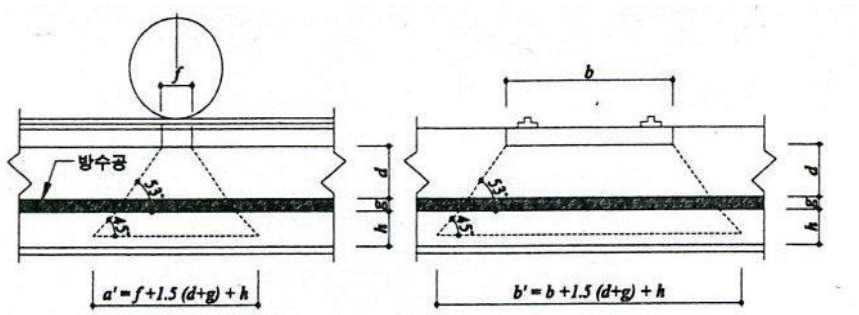
(2) 활하중 (L)

① 하중 분포폭 산정 철도설계기준(노반편) 10.10.5

주거더에 지지된 바닥판을 설계할 경우, 즉 도상궤도 및 슬래브궤도를 지지하는 1방향 슬래브 또는 2방향 슬래브 바닥판의 궤도상 윤하중에 의한 휨모멘트는 다음식으로 주어지는 환산등분포 하중 w로 계산한다.

$$w = P / a\ b'$$

여기서, P는 축중(軸重) [kN]이고, a 는 축거, b`는 등분포 하중이 분포되는 분포폭으로 다음과 같이 계산된다.



여기서, f : 침목폭 = 0.240 m

b : 침목길이 = 2.600 m

d : 자갈도상깊이 = 0.365 m

h : 슬래브 두께 = 0.280 m

- 자갈도상궤도에서 열차하중의 분포폭 -

- 도상에서 열차하중의 분포폭

a = 동륜하중 축거 = 3.00 m (KRL2012하중)

객차하중 축거 = 1.00 m (객차 하중)

- 횡방향 분포폭(b')

b = 2.60 m

$b' = b + 2\ (d+g) + h$

$2.6 + 1.5 \times (0.365 + 0) + 0.28 =$ 3.4275 m

② 충격 계수

$Im = 1.44 / (\sqrt{Lc} - 0.2) - 0.18$

$= 1.44 / (\sqrt{1.80} - 0.2) - 0.18 = 1.081$

따라서, Im = 0.670 (여기서, $0 < Im \leq 0.67$)

③ 활하중(충격포함)

- 동륜 하중의 경우

w(1+i) = 220 × (1 + 0.67) × 1ea / (3 × 3.4275) = 35.731 kN/m^2

- 등분포 하중의 경우

w(1+i) = 80 × (1 + 0.67) × 1ea / (1 × 3.4275) = 38.979 kN/m^2

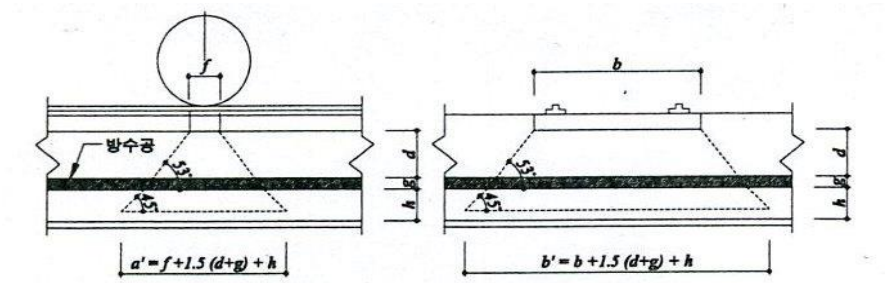
-이상의 결과 KRL2012하중의 경우 동륜하중과 등분포 하중이 동시에 작용하므로 조합하여 설계

wl(1+i) = 74.709 kN/m^2

$$ML(1+i) = \frac{wl(1+i)\times L^2}{10} = 24.206 \text{ kN·m/m}$$

(3) 탈선하중에 의한 단면력

1) 활하중 분포폭 산정 (철도설계기준(노반편) 10.10.5)



여기서, f : 궤도 중심선 원호의 중심으로부터 곡선 내측지점을 연결한 선까지의 거리 = 0.000 m

b : 도상 길이 = 0.000 m

d : 자갈도상의 깊이 = 0.565 m

h : 슬래브 두께 = 0.280 m

- 종방향 분포폭(a')

f = 0.00 m

a' = f + 2 (d + g) + h

0 + 1.5 × (0.565 + 0) + 0.28 = 1.128 m

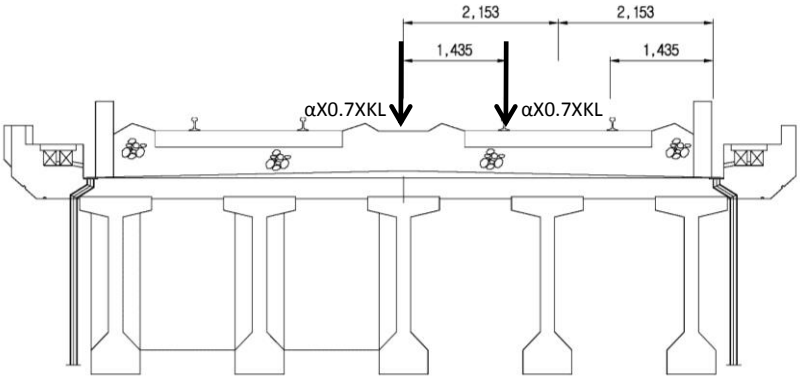
- 횡방향 분포폭(b')

b = 0.00 m

b' = b + 2 (d + g) + h

0 + 1.5 × (0.565 + 0)+0.28 = 1.128 m

2) 탈선활하중



① 동륜 하중의 경우

w = 0.7× 220 / (1.1275 × 1.1275) = 121.140 kN/m^2

② 객차 하중의 경우

w = 0.7×80 / (1.000 × 1.1275) = 49.667 kN/m^2

-이상의 결과 KRL2012하중의 경우 동륜하중과 등분포 하중이 동시에 작용하므로 조합하여 설계

w_{dr} = 170.807 kN/m^2

$$M_{dr} = \frac{w_{dr} \times L^2}{10} = 55.342 \quad kN \cdot m/m$$

3.1.3 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 (L + I)

= 1.35 × 7.385 + 1.85 × 24.206 = 54.751 kN-m

Load case 2 : U = 1.6 (D + (L + I))

= 1.6 × (7.385 + 24.206) = 50.545 kN-m

Load case 3 : U = 1.35 D + 1.35 (L_{DR})

= 1.35 × 7.385 + 1.35 × 55.342 = 84.681 kN-m

(2) 사용하중(Service Load)

Load case 6 : U = 1.0 (D + (L + I))

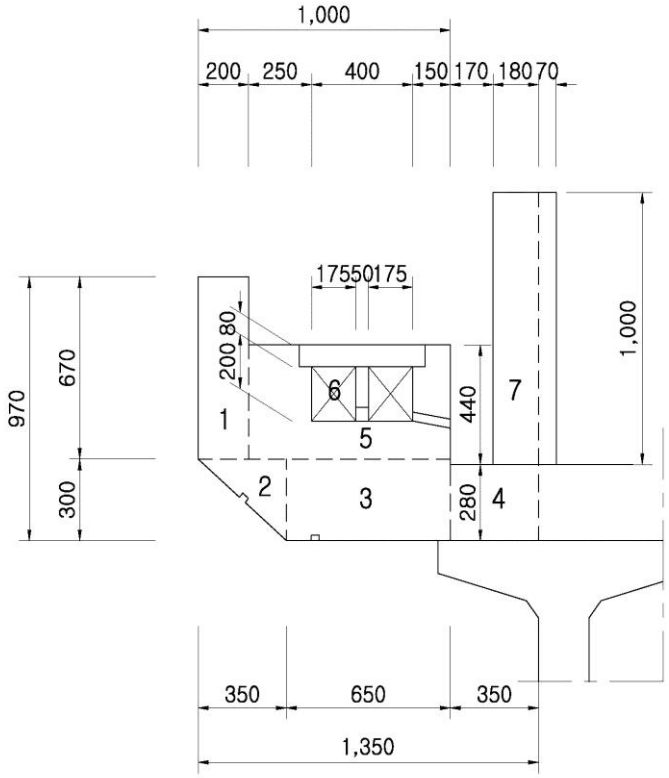
= 1.0 × (7.385 + 24.206) = 31.591 kN-m

Load case 7 : U = 1.0 (D + L_{DR})

= 1.0 × (7.385 + 55.342) = 62.727 kN-m

3.2 캔틸레버부

3.2.1 하중 계산



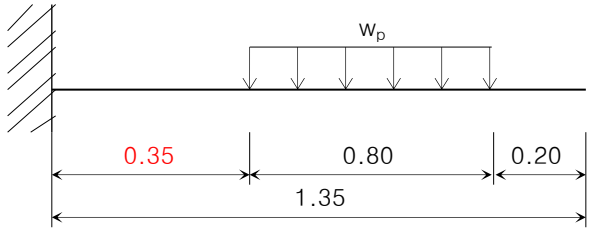
캔틸레버판 설계 지간 l_d = 1.450 − 0.100 = 1.350 m

(1) 고정하중(D)

No	단위폭당 작용하중 (kN)		거리(m)	M (kN-m)
(1)	0.200 × 0.670 × 24.5 =	3.283	1.250	4.104
(2)	0.350 × 0.300 × 24.5 × 1/2 =	1.286	1.117	1.436
(3)	0.650 × 0.300 × 24.5 =	4.778	0.675	3.225
(4)	0.350 × 0.280 × 24.5 =	2.401	0.175	0.420
(5)	0.800 × 0.440 × 24.5 =	8.624	0.750	6.468
(6)	0.350 × 0.200 × 24.5 =	−1.715	0.750	−1.286
(7)	0.180 × 1.000 × 24.5 =	4.410	0.090	0.397
CABLE	=	1.000	0.750	0.750
방음벽	=	5.000	1.250	6.250
방음벽기초	=	2.328	1.250	2.909
TOTAL	=	31.395		24.673

(2) 군집하중 (L)

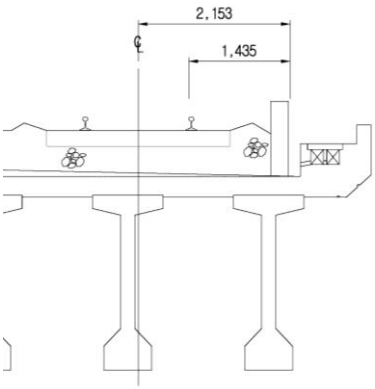
w_p = 5.000 kN/m^2



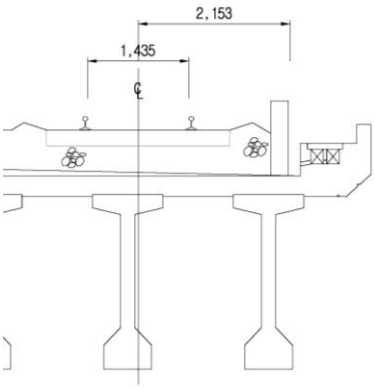
군집하중에 의한 휨모멘트

M_L = 5.000 × 0.800 × 0.750 = 3.000 kN-m

(3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load)



탈선하중 1)



탈선하중 2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m **– 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용**

② 탈선하중에 의한 단면력

CASE1 P = (220.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128) × 0.7 = 170.807 KN/m

CASE2 P = (0.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128) × 1.4 = 99.335 KN/m

M_{LR1} = 170.81 × 0.000 = 0.000 kN-m/m

M_{LR2} = 99.34 × 0.000 = 0.000 kN-m/m

(4) 풍하중 (W)

방음벽 높이 = 5.0 m)

F_W = (0.670 + 5.000) × 3.000 kN/m^2 = 17.010 kN/m

M_W = 17.01 × (0.670 + 5.000) / 2 = 48.223 kN-m/m

3.2.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 L

= 1.35 × 24.67 + 1.85 × 3.00

= 38.859 kN-m

Load case 2 : U = 1.6 (D + (LI)) = 1.60 × (24.67 + 3.00) = 44.277 kN-m

Load case 3 : U = 1.35 (D + W) = 1.35 × (24.67 + 48.22) = 98.410 kN-m

Load case 4 : U = 1.35 (D + L + 0.5W)

= 1.35 × (24.67 + 3.00 + 0.5 × 48.22)

= 69.909 kN-m

Load case 5 : U = 1.35 D + 1.35 L_{DR} = 1.35 × 24.67 + 1.35 × 0.00 = 33.309 kN-m

(2) 사용하중(Service Load)

Load case 6 : U = 1.0 (D + L) = 1.0 × (24.67 + 3.00) = 27.673 kN-m

Load case 7 : U = 1.0 (D + L + 0.5W)

= 1.35 × (24.67 + 3.00 + 0.5 × 48.22)

= 69.909 kN-m

여기서, D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

W_L : 차량하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

L_{DR} : 탈선하중

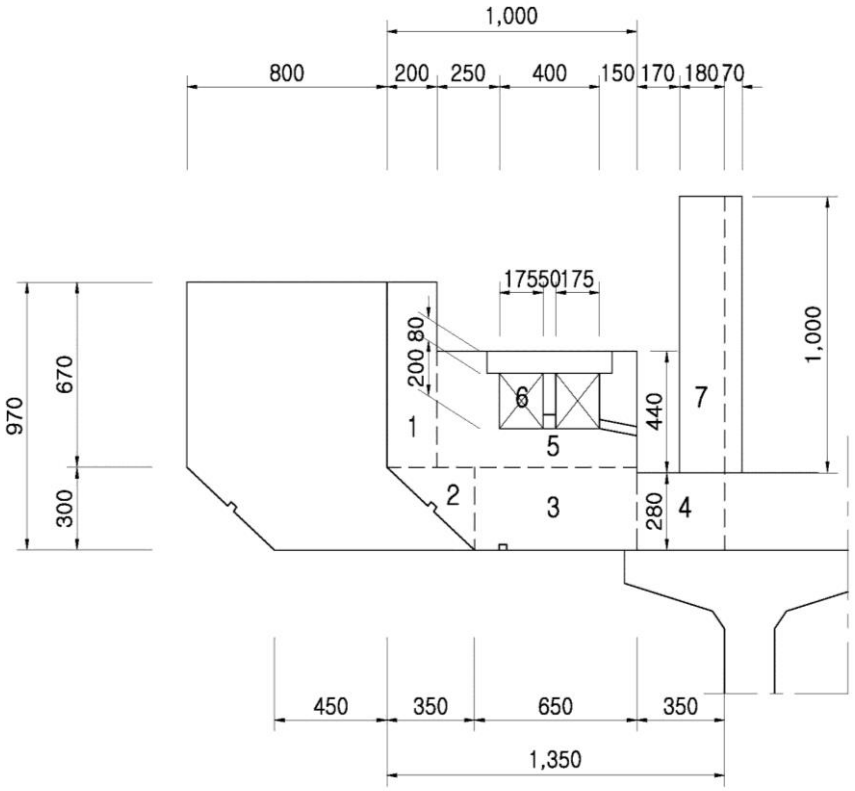
3.2.3 처짐 검토 [철도설계기준(노반편) 10.10.4]

보도부분 바닥판 최소 두께

∴ t_{min} = 140 mm < h_{use} = 280 mm O.K.!!

3.3 전철주기초부

3.3.1 하중 계산



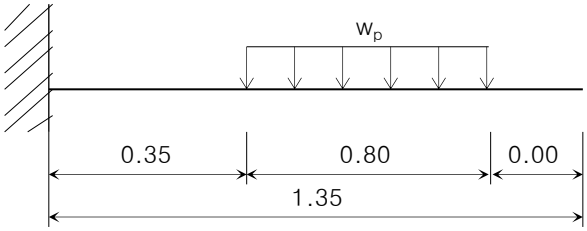
캔틸레버판 설계 지간 l_d = 1.450 − 0.100 = 1.350 m

(1) 고정하중(D)

구 분	단위폭당 작용하중(kN/m)		거리(m)	M(kN · m/m)
(1)	0.200 × 0.670 × 24.5 =	3.283	1.250	4.104
(2)	0.350 × 0.300 × 24.5 × 1/2 =	1.286	1.117	1.436
(3)	0.650 × 0.300 × 24.5 =	4.778	0.675	3.225
(4)	0.350 × 0.280 × 24.5 =	2.401	0.175	0.420
(5)	0.800 × 0.440 × 24.5 =	8.624	0.750	6.468
(6)	0.350 × 0.200 × 24.5 =	−1.715	0.750	−1.286
(7)	0.180 × 1.000 × 24.5 =	4.410	0.090	0.397
CABLE	=	1.000	0.750	0.750
방음벽	=	5.000	1.250	6.250
전철주	20.000 / (2 × 1.550) =	6.452	1.550	10.000
전철주기초	0.800 × 0.670 × 24.5 / 4.200 =	3.127	1.750	5.472
전철주기초	0.800 × 0.300 × 24.5 / 4.200 =	1.400	1.750	2.450
합 계	=	40.045		39.686

(2) 군집하중 (L)

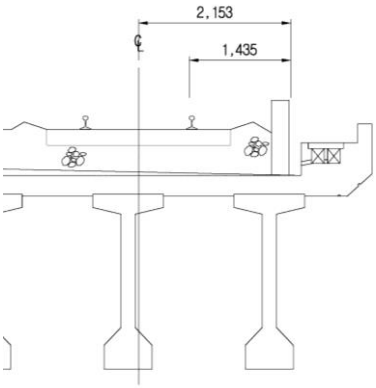
w_p = 5.000 kN/m^2



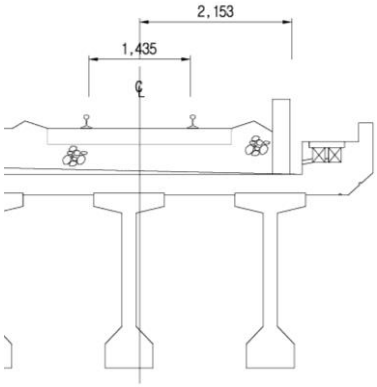
군집하중에 의한 휨모멘트

M_L = 5.000 × 0.800 × 0.750 = 3.00 kN-m

(3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load)



탈선하중 1)



탈선하중 2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m **– 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용**

② 탈선하중에 의한 단면력

CASE1 P = (220.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128) × 0.7 = 170.807 KN/m

CASE2 P = (0.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128) × 1.4 = 99.335 KN/m

M_{LR1} = 170.81 × 0.000 = 0.000 kN-m/m

M_{LR2} = 99.34 × 0.000 = 0.000 kN-m/m

(4) 풍하중 (W)

방음벽 높이 = 5.0 m)

F_W = (0.670 + 5.000) × 3.000 kN/m^2 = 17.010 kN/m

M_W = 17.01 × (0.670 + 5.000) / 2 = 48.223 kN-m/m

3.3.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 L

= 1.35 × 39.69 + 1.85 × 3.00

= 59.126 kN-m

Load case 2 : U = 1.6(D + L)

= 1.6 × (39.69 + 3.00) = 68.298 kN-m

Load case 3 : U = 1.35 (D + W)

= 1.35 × (39.69 + 48.22) = 118.677 kN-m

Load case 4 : U = 1.35 (D + L + 0.5W)

= 1.35 × (39.69 + 3.00 + 0.5 × 48.22)

= 90.18 kN-m

Load case 5 : U = 1.35 D + 1.35 L_{DR}

= 1.35 × 39.69 + 1.35 × 0.00

= 53.576 kN-m

(2) 사용하중(Service Load)

Load case 6 : U = 1.0 (D + L)

= 1.0 × (39.69 + 3.00) = 42.686 kN-m

Load case 7 : U = 1.0 (D + L + 0.5W)

= 1.00 × (39.69 + 3.00 + 0.5 × 48.22)

= 66.80 kN-m

여기서, D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

W_L : 차량하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

L_{DR} : 탈선하중

3.3.3 처짐 검토 [철도설계기준(노반편) 10.10.4]

보도부분 바닥판 최소 두께

∴ t_{min} = 140 mm < h_{use} = 280 mm O.K.!!

3.4 바닥판 설계

3.4.1 궤도부

(1) 설계조건

f_{ck} = 30.00 MPa
f_y = 400.00 MPa
M_u = 84.68 kN-m
b = 1,000.00 mm h = 280.00 mm
d' = 60.00 mm d = 220.00 mm
ϕ_f = 0.90 k_1 = 0.85

(2) 휨설계

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 94{,}090{,}000.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 1,111.31 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,
최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 1{,}111.31 = 1{,}481.75\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25\ \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00\ mm^2$

압축(상면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 × 1,000 / 150 = **1,324.00** mm^2

인장(하면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 × 1,000 / 150 = **1,324.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}324.00 \times 400}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77$ mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}324.00 \times 400.00 \times (220 - \frac{20.77}{2})$

= 99,910,894 N-mm

= **99.91** kN-m > M_u = 84.68 kN-m ∴ O.K.

- 철근비검토

균형철근비(p_b) = $0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.602 % < $p_{max} = 0.714 \times p$ = 2.321 % O.K. !!

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6				=	1,324.00	/	6	=	220.67	mm^2
압축측-상면	H	13	@	200	=	126.7	× 1,000/200	=	**633.50**	mm^2
인장측-하면	H	13	@	200	=	126.7	× 1,000/200	=	**633.50**	mm^2

O.K.!!

온도-수축철근 검토

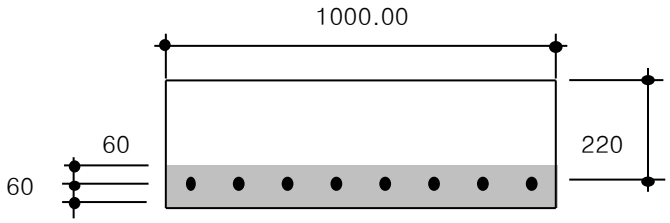
0.2%의 철근비	=	0.002	×	1,000	×	220	=	440.00 mm^2
사용 배력 철근 단면적							=	1,267.00 mm^2

O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$M_{max} = M_d + M_l + M_i$ = 31.591 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n	=	E_s	/	E_c							=	7.26
ρ	=	A_s	/ (	b	×	d	) =	1324.00	/ (1000.00 × 220.00)	=	0.00602
n ρ	=	n	×	ρ	=	7.26	x	0.00602		=	0.04371
k	=	−	n	ρ	+ √ ((	n	ρ	$)^2$	+ 2 n ρ)	=	0.255
j	=	1	−	k	/	3	=	1	− 0.255 / 3	=	0.915

$f_s = M_o / (\rho \times j \times b \times d^2)$

= 31,591,000 /(0.00602 x 0.915 x 1000.00 x 220.00 ^{2})

= 118.50 MPa

- 휨철근 간격 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (주철근직경) / 2

= 60.00 − 16.00 / 2 = 52.000 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c , 300 (210/f_s)]

= Min [534.557 , 531.646] = 531.646 mm

∴ s = 150.000 mm < s_a = 531.646 mm ∴ O.K

3.4.2 캔틸레버부

(1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	98.41	kN-m				
b	=	1,000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

(2) 휨설계

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000\ A_s + 109{,}344{,}444 = 0$

필요 철근량 A_s = 1,300.18 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 1{,}300.18 = 1{,}733.57\ mm^2$

$A_{s,\min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25\ \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12\ mm^2$

$A_{s,\min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00\ mm^2$

인장(상면) A_s = H 16 @ 150 = $198.6 \times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

압축(하면) A_s = H 16 @ 150 = $198.6 \times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}324.0 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000} = 20.77$ mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}324.00 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{20.77}{2})$

= 99,910,894 N-mm

= **99.91** kN-m > M_u = 98.41 kN-m ∴ O.K.

- 철근비검토

균형철근비(p_b) = $0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.602 % < $p_{max} = 0.714 \times p$ = 2.321 % O.K. !!

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6				=	1,324.0	/	6	=	220.67	mm^2
인장측-상면	H	13	@	200	=	126.7	× 1,000/200	=	**633.50**	mm^2
압축측-하면	H	13	@	200	=	126.7	× 1,000/200	=	**633.50**	mm^2

O.K.!!

온도-수축철근 검토

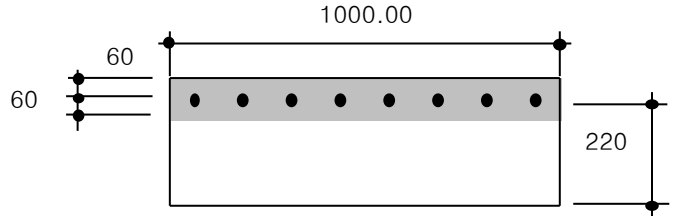
0.2%의 철근비	=	0.002	×	1,000	×	220	= 440.00 mm^2
사용 배력 철근 단면적							= 1,267.00 mm^2

O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$M_{max} = M_d + M_l + M_i$ = 27.673 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n	=	E_s	/	E_c							=	7.26
ρ	=	A_s	/ (	b	×	d	) =	1324.00	/ (1000.00	× 220.00)	=	0.00602
nρ	=	n	×	ρ	=	7.26	x	0.00602			=	0.04371
k	=	−	n	ρ	+ √ ((	n	ρ	$)^2$	+ 2	n ρ)	=	0.255
j	=	1	−	k	/	3	=	1	− 0.255	/ 3	=	0.915

$f_s = M_o / (\rho \times j \times b \times d^2)$

= 27,673,000.00 /(0.00602 × 0.915 × 1000.00 × 220.00^2)

= 103.80 MPa

- 휨철근 간격 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (철근직경) / 2

= 60.00 − 16.00 / 2 = 52.00 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c , 300 (210/f_s)]

= Min [628.671 , 606.936] = 606.936 mm

∴ s = 150.000 mm < s_a = 606.936 mm ∴ O.K

3.4.4 전철주기초부

(1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	118.677	kN-m				
b	=	1000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

(2) 휨설계

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 131{,}863{,}333.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 1,583.98 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 1{,}583.98 = 2{,}111.97\ mm^2$

$A_{s,\min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000 \times 220 = 753.12\ mm^2$

$A_{s,\min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400} \times 1000 \times 220 = 770.00\ mm^2$

인장(상면) A_s = H 19 @ 150 = $286.5 \times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,910.00** mm^2

압축(하면) A_s = H 19 @ 150 = $286.5 \times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,910.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}910 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000} = 29.96$ mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}910.00 \times 400.00 \times (220 - \frac{29.96}{2})$

= 140,971,752 N-mm

= **140.97** kN-m > M_u = 118.68 kN-m ∴ O.K.

- 철근비검토

균형철근비(ρ_b) = $0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y}\frac{600}{600+f_y}$ = 3.251 %

$\rho = A_s/(b \times d)$ = 0.868 % < $\rho_{max} = 0.714 \times \rho$ = 2.321 % O.K. !!

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6				=	1,910.00	/	6	=	318.33	mm^2
인장측-상면	H	13	@	200	=	126.7	× 1,000/200	=	**633.50**	mm^2
압축측-하면	H	13	@	200	=	126.7	× 1,000/200	=	**633.50**	mm^2

O.K.!!

온도-수축철근 검토

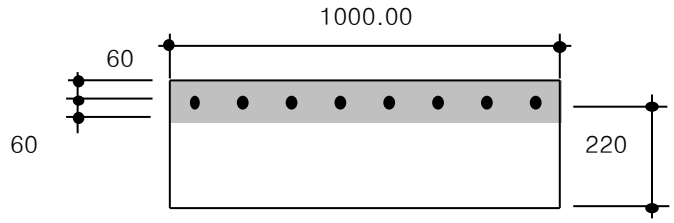
0.2%의 철근비	=	0.002	×	1,000	×	220	= 440.00 mm^2
사용 배력 철근 단면적							= 1,267.00 mm^2

O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$M_{max} = M_d + M_l + M_i$ = 66.800 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n	=	E_s	/	E_c							=	8.19
ρ	=	A_s	/ (	b	×	d	) =	1910.00	/ (1000.00 × 220.00)	=	0.00868
n ρ	=	n	×	ρ	=	8.19	x	0.00868		=	0.07109
k	=	−	n	ρ	+ √ ((	n	ρ	)²	+ 2 n ρ)	=	0.313
j	=	1	−	k	/	3	=	1	− 0.313 / 3	=	0.896

$f_s = M_o / (\rho \times j \times b \times d^2)$

= 66,800,000.00 /(0.00868 x 0.896 x 1000.00 x 220.00 ²)

= 177.46 MPa

- 균열폭 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (주철근직경) / 2

= 60.00 − 19.00 / 2 = 50.50 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c , 300 (210/f_s)]

= Min [317.512 , 355.01] = 317.512 mm

∴ s = 150.000 mm < s_a = 317.512 mm ∴ O.K

3.4.5 캔틸레버판 단부 검토

(1) 좌측

- 거더 단부 이외의 켄틸레버판에서 필요한 철근량

  $A_{s,req}$ = 1,300.18 mm^2

- 거더 단부 켄틸레버판에 필요한 철근량

  $A_{s,req}$ = 2 × 1,300.18 = 2,600.36 mm^2

- 사용철근

  인장철근-상면 H 25 @ 150 = 506.7 × $\frac{1,000}{150}$ = **3,378.00** mm^2

  압축철근-하면 H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1,000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 보강범위

  단부에서 1.35 m 까지

(2) 우측

- 거더 단부 이외의 켄틸레버판에서 필요한 철근량

  $A_{s,req}$ = 1,300.18 mm^2

- 거더 단부 켄틸레버판에 필요한 철근량

  $A_{s,req}$ = 2 × 1,300.18 = 2,600.36 mm^2

- 사용철근

  인장철근-상면 H 25 @ 150 = 506.7 × $\frac{1,000}{150}$ = **3,378.00** mm^2

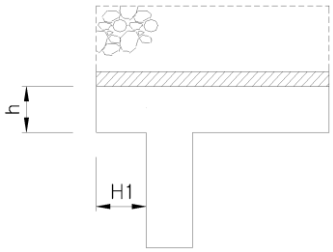
  압축철근-하면 H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1,000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 보강범위

  단부에서 1.35 m 까지

3.5 슬래브 단부 설계

3.5.1 단면치수



h: 0.28 m

H1: 0.35 m

3.5.2 설계하중에 의한 단면력

1) 고정하중에 의한 단면력

w_d = 22.794 kN/m^2

$M_d = w_d \times H_1^2 / 2$ = 1.396 KN·m/m

2) 활하중에 의한 단면력

w_L = 74.709 kN/m^2

$M_L = w_L \times H_1^2 / 2$ = 4.576 KN·m/m

3) 하중조합

- 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 L

= 1.35 × 1.40 + 1.85 × 4.58 = 10.350 kN-m

Load case 2 : U = 1.6 (D + L)

= 1.6 × (1.40 + 4.58) = 9.555 kN-m

3. 설계하중

구 분	Mu	비 고
KRL-2012	10.350	
적 용	10.350	MAX

3.5.3 철근량 산정

1. 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	10.350	kN-m				
b	=	1000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

2. 휨검토

1) 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 11{,}500{,}327.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 131.27 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(2011) p10-57]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 131.27$ = 175.03 mm^2

$A_{s,\min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00$ = 753.12 mm^2

$A_{s,\min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00$ = 770.00 mm^2

인장(상면)	A_s	=	H	13	@	200	=	126.7	×	5	= **633.50** mm^2
			H	16	@	200	=	198.6	×	5	= **993.00** mm^2
											= **1,626.50** mm^2

2) 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}626.50 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00}$ = 25.51 mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}626.50 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{25.51}{2})$

= 121,350,237.30 N-mm

= **121.35** kN-m > M_u = 10.35 kN-m (사용률: 11.724)

O.K.!!

3) 철근비검토

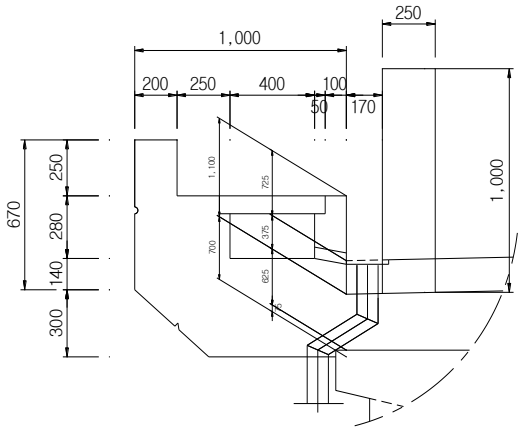
균형철근비(p_b) = $0.85\ \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + fy}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.739 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 2.321 %

O.K.!!

3.6 탈선방호벽 설계

3.6.1 단면치수



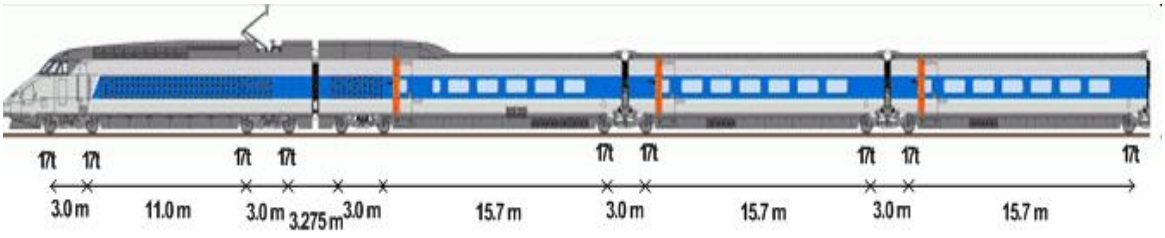
h: 1.300 m

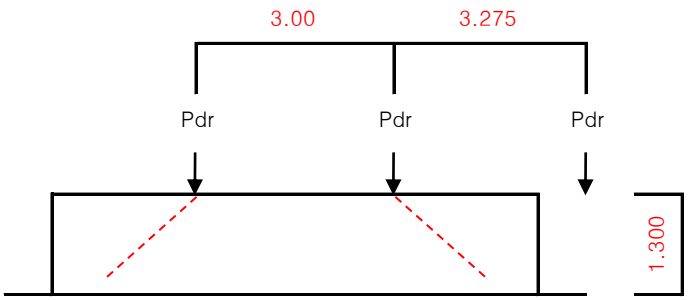
t: 0.250 m

3.6.2 설계하중에 의한 단면력

[철도설계기준(2011) p8-52]

1. 탈선하중 재하폭 산정





P_{dr} = 150.0 × 2 ea / 5.60

= 53.6 kN/m

2. 전단력 산정

Sr = 53.6 kN

3. 휨모멘트 산정

Mr = 53.6 × 1.300 = 69.6 kN·m

- 탈선하중은 일시적인 하중으로 할증하지 아니하였음

4. 철근량 산정

1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	69.64	kN-m				
b	=	1,000.00	mm	h	=	250.00	mm
d'	=	50.00	mm	d	=	200.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

2) 휨검토

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 80{,}000.00\ A_s + 77{,}380{,}952.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 1,005.15 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(2011) p10-57]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 1{,}005.15 = 1{,}340.20\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{0.25 \sqrt{(f_{ck})}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(30.00)}}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00 = 684.65\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00 = 700.00\ mm^2$

인장(상면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}324.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77$ mm

$\Phi M_n = \Phi A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}324.00 \times 400.00 \times (200.00 - \frac{20.77}{2})$

= 90,378,093.60 N-mm

= **90.38** kN-m > M_u = 69.64 kN-m (사용률: 1.298)

O.K.!!

- 철근비검토

균형철근비(p_b) = $0.85\ \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + fy}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.662 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 2.321 %

O.K.!!

3) 전단검토

$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times = 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 1000.0 \times 200.00 / 1000 = 155.19$ kN

ΦVc = 155.19 > Vu = 53.571 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

3.7 바닥판 설계 요약

3.7.1 횡방향철근

(1) 바닥판 상면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부	H 25 @ 150 = 3,378.00 mm^2	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2	H 25 @ 150 = 3,378.00 mm^2
궤도부		H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2	

(2) 바닥판 하면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2
궤도부		H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2	

3.7.2 종방향철근

(1) 바닥판 상면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	
궤도부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	

(2) 바닥판 하면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	
궤도부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	

(3) 슬래브단부

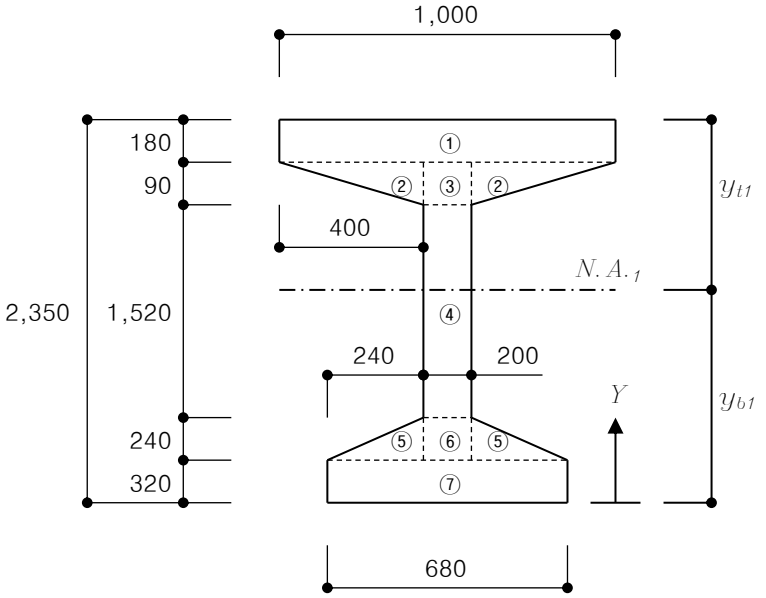
	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부	H 13,16 @ 200 = 1,626.50 mm^2		
궤도부	H 13,16 @ 200 = 1,626.50 mm^2		

4. 주거더 설계

4.1 단면제원

4.1.1 내측 단면(G2,G3,G4)

(1) 전 단면



단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm^2)	y (mm)	$A \times y$ (mm^3)	$A \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
1	1,000	180	180,000	2,260	406,800,000	919,368,000,000	486,000,000
2	800	90	36,000	2,140	77,040,000	164,865,600,000	16,200,000
3	200	90	18,000	2,125	38,250,000	81,281,250,000	12,150,000
4	200	1,520	304,000	1,320	401,280,000	529,689,600,000	58,530,133,333
5	480	240	57,600	400	23,040,000	9,216,000,000	184,320,000
6	200	240	48,000	440	21,120,000	9,292,800,000	230,400,000
7	680	320	217,600	160	34,816,000	5,570,560,000	1,856,853,333
계			861,200		1,002,346,000	1,719,283,810,000	61,316,056,666

y_{t1} = $H + y_{b1}$ = 2,350 + −1,163.89 = 1,186.11 mm

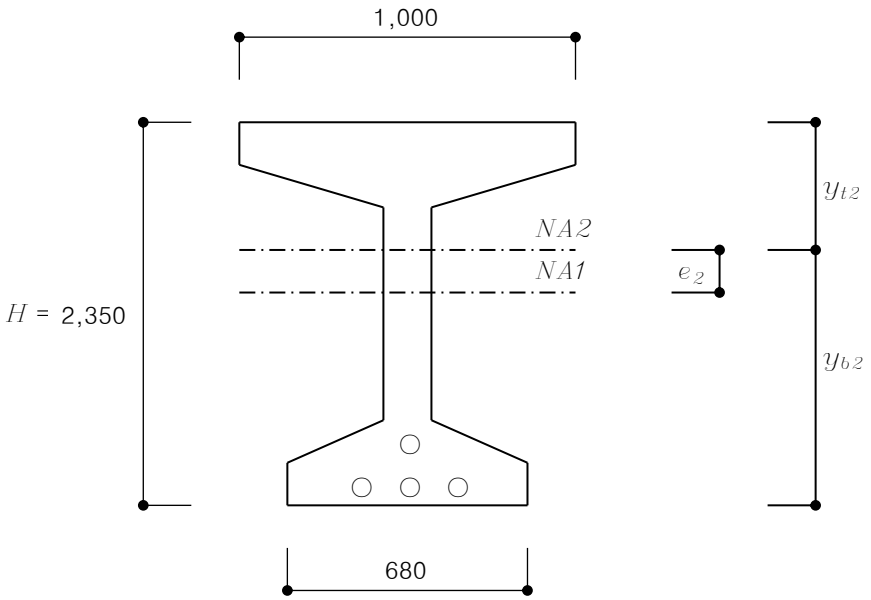
y_{b1} = $\Sigma(A \times y) / \Sigma A$ = 1,002,346,000 / 861,200 = −1,163.89 mm

I_{bot} = $\Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2)$ = 1,780,599,866,666 mm^4

I_{NA1} = $I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2$ = 1,780,599,866,666 − 861,200 x −1,163.89 ^{2}

= 613,983,957,141 mm^4

(2) 순단면 (쉬스관 공제 단면)



강선번호	직경 (mm)	단면적 (mm^2)	개수	총단면적 (mm^2)	쉬스관 D_s (mm)	쉬스관 A_s (mm^2)	y_p (mm)	비 고
1	12.7	98.7	10	987	65	3,318	125	
2	12.7	98.7	10	987	65	3,318	125	
3	12.7	98.7	10	987	65	3,318	125	
4	12.7	98.7	10	987	65	3,318	225	
5	12.7	98.7	10	987	65	3,318	325	

강선 중심 거리 (하연부터) = 925 / 5 = 185.00 mm

구 분	A_2 (mm^2)	y (mm)	$A_2 \times y$ (mm^3)	$A_2 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
전체단면적	861,200	0.00	0	0	613,983,957,141
쉬스관	-16,590	-978.89	16,239,785	-15,896,963,237	-4,381,203
합 계	844,610		16,239,785	-15,896,963,237	613,979,575,938

e_2 = $\Sigma(A_2 \times y) / \Sigma A_2$ = 16,239,785 / 844,610 = 19.23 mm

(+ : ↑, - : ↓)

y_{t2} = $y_{t1} - e_2$ = 1,186.11 - 19.23 = 1,166.88 mm

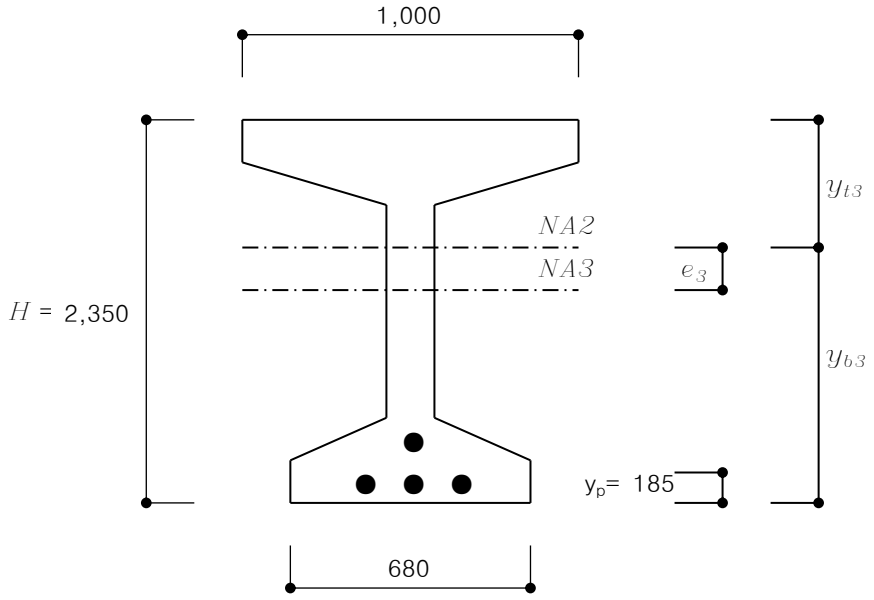
y_{b2} = $y_{b1} - e_2$ = -1,163.89 - 19.23 = -1,183.12 mm

I_{NA2} = $\Sigma I_o + \Sigma(A_2 \times y^2) - A_2 \times e_2^2$

= 613,979,575,938 + -15,896,963,237 - 312,330,781

= 597,770,281,920 mm^4

(3) PS강재 환산단면



구 분	A_3 (mm^2)	y (mm)	$A_3 \times y$ (mm^3)	$A_3 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
순단면적	844,610	0.00	0	0	597,770,281,920
PS 강선	32,867	-998	-32,805,310	32,743,635,869	425,235
합 계	877,477		-32,805,310	32,743,635,869	597,770,707,155

n_3 = E_{ps} / E_c = 200,000 / 30,008 = 6.66

e_3 = $\Sigma (A_3 \times y) / \Sigma A_3$ = -32,805,310 / 877,477 = -37.39 mm

(+ : ↑, - : ↓)

y_{t3} = $y_{t2} - e_3$ = 1,166.88 - -37.39 = 1,204.27 mm

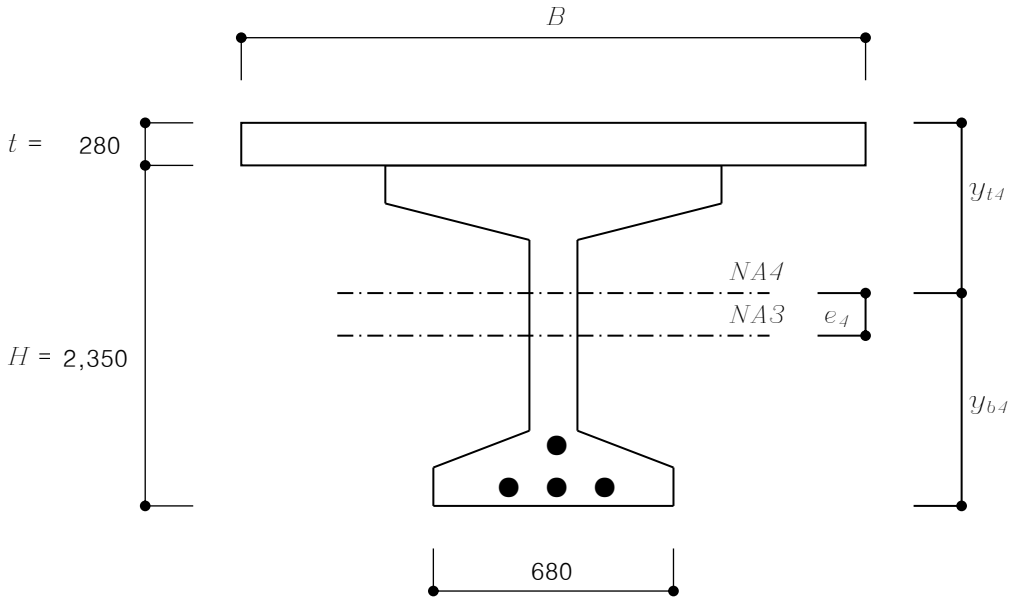
y_{b3} = $y_{b2} - e_3$ = -1,183.12 - -37.39 = -1,145.73 mm

I_{NA3} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_3 \times y^2) - A_3 \times e_3^2$

= 597,770,707,155 + 32,743,635,869 - 1,226,723,603

= 629,287,619,421 mm^4

(4) 바닥판 합성 단면



① 내측 거더(G2,G3,G4)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) 지간의 1/4	=	24,900	/	4		=	6,225	mm
(ii) $b_w + 12\,h_f$	=	200	+	12 x	280	=	3,560	mm
(iii) 거더의 중심간 거리	=	2,000				=	2,000	mm
					∴ B	=	2,000	mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	877,477	0.00	0	0	629,287,619,421
바닥판	515,200	1,344.27	692,567,904	930,998,256,310	3,365,973,333
합 계	1,392,677		692,567,904	930,998,256,310	632,653,592,754

n_4 = E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92

e_4 = Σ (A_4 x y) / Σ A_4 = 692,567,904 / 1,392,677 = 497.29 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = (y_{t3} + t) − e_4 = 1484.27 − 497.29 = 986.98 mm

y_{b4} = y_{b3} + e_4 = −1145.73 − 497.29 = −1,643.02 mm

I_{NA4} = Σ I_o + Σ (A_4 x y^2) − A_4 x e_4^2

= 632,653,592,754 + 930,998,256,310 − 344,405,348,019

= 1,219,246,501,045 mm^4

② 내측거더(G2,G3,G4)

– 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) 지간의 1/4	=	24,900	/	4			=	6,225	mm
(ii) $b_w + 12\,h_f$	=	200	+	12	x	280	=	3,560	mm
(iii) 거더의 중심간 거리	=	2,000					=	2,000	mm
						∴ B	=	2,000	mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	877,477	0.00	0	0	629,287,619,421
바닥판	515,200	1,344.27	692,567,904	930,998,256,310	3,365,973,333
합 계	1,392,677		692,567,904	930,998,256,310	632,653,592,754

e_4 = Σ (A_4 x y) / Σ A_4 = 692,567,904 / 1,392,677 = 497.29 mm

(+ : ↑, – : ↓)

y_{t4} = ($y_{t3} + t$) – e_4 = 1484.27 – 497.29 = 986.98 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = –1145.73 – 497.29 = –1,643.02 mm

I_{NA4} = Σ I_o + Σ (A_4 x y^2) – A_4 x e_4^2

= 632,653,592,754 + 930,998,256,310 – 344,405,348,019

= 1,219,246,501,045 mm^4

③ 외측거더(G1,G5)

– 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) b_l + 지간의 1/12	=	1,550	+	24,900	/	12	=	3,625	mm
(ii) $b_l + 6\,h_f$	=	1,550	+	6	x	280	=	4,910	mm
(iii) b_l + 인접거더와 순지간의 1/2	=	1,550	+	1,800	/	2	=	2,450	mm
						∴ B	=	2,450	mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	877,477	0.00	0	0	629,287,619,421
바닥판	631,120	1,344.27	848,395,682	1,140,472,863,980	4,123,317,333
합 계	1,508,597		848,395,682	1,140,472,863,980	633,410,936,754

e_4 = Σ (A_4 x y) / Σ A_4 = 848,395,682 / 1,508,597 = 562.37 mm

(+ : ↑, – : ↓)

y_{t4} = ($y_{t3} + t$) – e_4 = 1484.27 – 562.37 = 921.90 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = –1145.73 – 562.37 = –1,708.10 mm

I_{NA4} = Σ I_o + Σ (A_4 x y^2) – A_4 x e_4^2

= 633,410,936,754 + 1,140,472,863,980 – 477,108,944,341

= 1,296,774,856,393 mm^4

(6) 단면 제원 집계표

① 중앙 거더(G3)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	844,610	877,477	1,392,677
바닥판 상연	(mm)	-	-	986.98
거더 상연	(mm)	1,166.88	1,204.27	706.98
거더 하연	(mm)	-1,183.12	-1,145.73	-1,643.02
단면2차모멘트	(mm^4)	597,770,281,920	629,287,619,421	1,219,246,501,045
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,235,330,504
	$S_{t,gir}$	512,280,853	522,546,953	1,724,584,148
	$S_{b,gir}$	-505,249,072	-549,246,000	-742,076,482

② 내측거더(G2,G4)

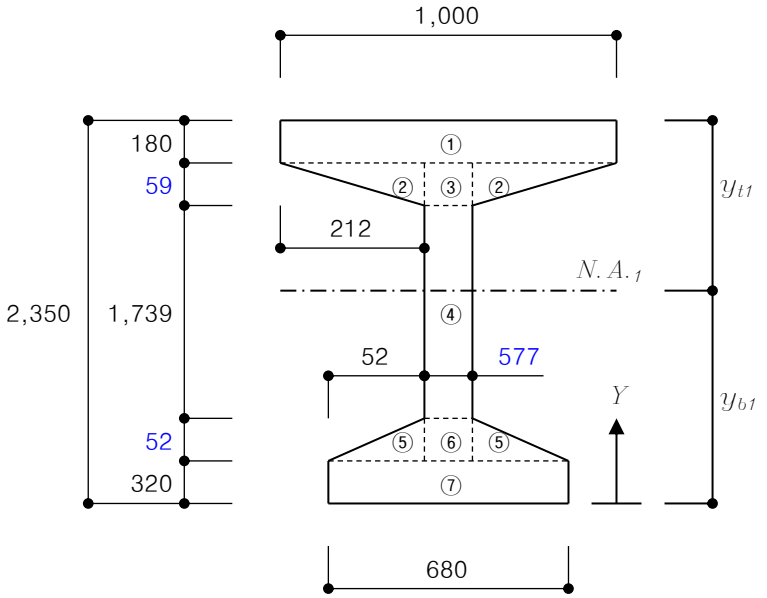
구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	844,610	877,477	1,392,677
바닥판 상연	(mm)	-	-	986.98
거더 상연	(mm)	1,166.88	1,204.27	706.98
거더 하연	(mm)	-1,183.12	-1,145.73	-1,643.02
단면2차모멘트	(mm^4)	597,770,281,920	629,287,619,421	1,219,246,501,045
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,235,330,504
	$S_{t,gir}$	512,280,853	522,546,953	1,724,584,148
	$S_{b,gir}$	-505,249,072	-549,246,000	-742,076,482

③ 외측거더(G1,G5)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	844,610	877,477	1,508,597
바닥판 상연	(mm)	-	-	921.90
거더 상연	(mm)	1,166.88	1,204.27	641.90
거더 하연	(mm)	-1,183.12	-1,145.73	-1,708.10
단면2차모멘트	(mm^4)	597,770,281,920	629,287,619,421	1,296,774,856,393
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,406,632,885
	$S_{t,gir}$	512,280,853	522,546,953	2,020,213,205
	$S_{b,gir}$	-505,249,072	-549,246,000	-759,191,415

4.1.2 H 지점 단면 (지점에서 2.350 m)

(1) 전 단면



단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm^2)	y (mm)	$A \times y$ (mm^3)	$A \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
1	1,000	180	180,000	2,260	406,800,000	919,368,000,000	486,000,000
2	423	59	12,479	2,150	26,829,850	57,684,177,500	2,413,203
3	577	59	34,043	2,141	72,886,063	156,049,060,883	9,875,307
4	577	1,739	1,003,403	1,242	1,246,226,526	1,547,813,345,292	252,867,673,647
5	103	52	2,678	337	902,486	304,137,782	402,295
6	577	52	30,004	346	10,381,384	3,591,958,864	6,760,901
7	680	320	217,600	160	34,816,000	5,570,560,000	1,856,853,333
계			1,480,207		1,798,842,309	2,690,381,240,321	255,229,978,686

y_{t1} = $H + y_{b1}$ = 2,350 + −1,215.26 = 1,134.74 mm

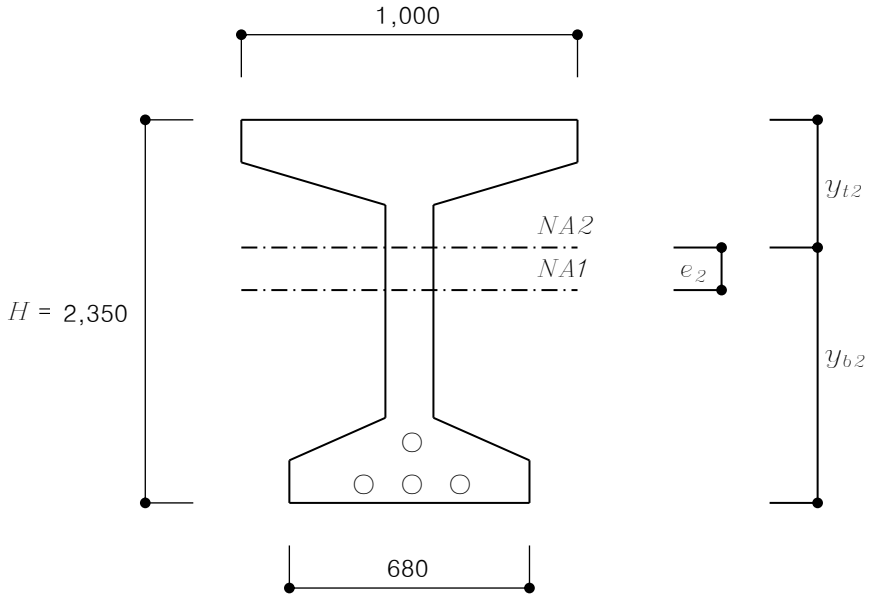
y_{b1} = $\Sigma(A \times y) / \Sigma A$ = 1,798,842,309 / 1,480,207 = −1,215.26 mm

I_{bot} = $\Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2)$ = 2,945,611,219,007 mm^4

I_{NA1} = $I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2$ = 2,945,611,219,007 − 1,480,207 x −1,215.26 ^{2}

= 759,557,345,587 mm^4

(2) 순단면 (쉬스관 공제 단면)



강선번호	직경 (mm)	단면적 (mm^2)	개수	총단면적 (mm^2)	쉬스관 D_s (mm)	쉬스관 A_s (mm^2)	y_p (mm)	비 고
1	12.7	98.7	10	987	65	3,318	137	
2	12.7	98.7	10	987	65	3,318	297	
3	12.7	98.7	10	987	65	3,318	526	
4	12.7	98.7	10	987	65	3,318	815	
5	12.7	98.7	10	987	65	3,318	1070	

강선 중심 거리 (하연부터) = 2845 / 5 = 569.00 mm

구 분	A_2 (mm^2)	y (mm)	$A_2 \times y$ (mm^3)	$A_2 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
전체단면적	1,480,207	0.00	0	0	759,557,345,587
쉬스관	-16,590	-646.26	10,721,453	-6,928,846,474	-4,381,203
합 계	1,463,617		10,721,453	-6,928,846,474	759,552,964,384

e_2 = $\Sigma(A_2 \times y) / \Sigma A_2$ = 10,721,453 / 1,463,617 = 7.33 mm

(+ : ↑, - : ↓)

y_{t2} = $y_{t1} - e_2$ = 1,134.74 - 7.33 = 1,127.41 mm

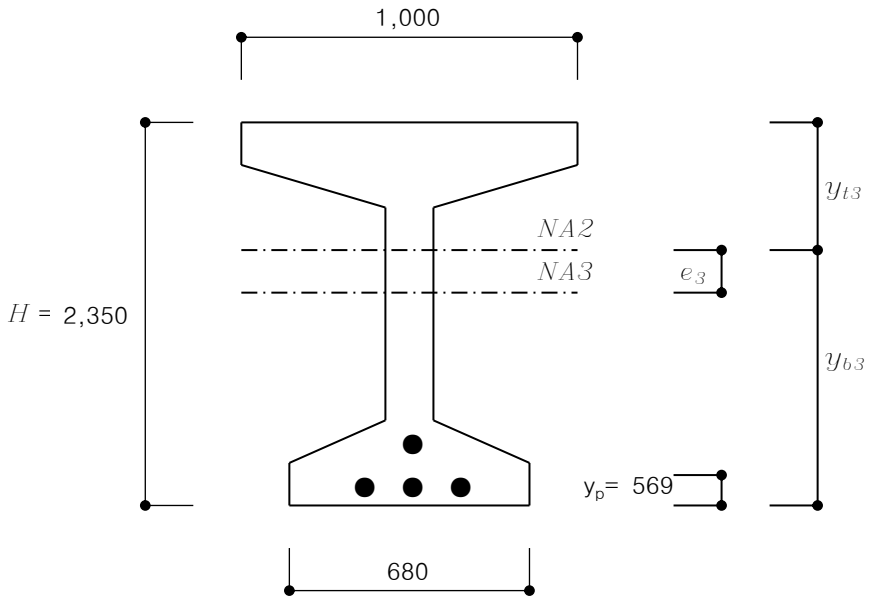
y_{b2} = $y_{b1} - e_2$ = -1,215.26 - 7.33 = -1,222.59 mm

I_{NA2} = $\Sigma I_o + \Sigma(A_2 \times y^2) - A_2 \times e_2^2$

= 759,552,964,384 + -6,928,846,474 - 78,638,531

= 752,545,479,379 mm^4

(3) PS강재 환산단면



구 분	A_3 (mm^2)	y (mm)	$A_3 \times y$ (mm^3)	$A_3 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
순단면적	1,463,617	0.00	0	0	752,545,479,379
PS 강선	32,867	-653.59	-21,481,608	14,040,164,100	425,235
합 계	1,496,484		-21,481,608	14,040,164,100	752,545,904,614

n_3 = E_{ps} / E_c = 200,000 / 30,008 = 6.66

e_3 = $\Sigma (A_3 \times y) / \Sigma A_3$ = -21,481,608 / 1,496,484 = -14.35 mm

(+ : ↑, - : ↓)

y_{t3} = $y_{t2} - e_3$ = 1,127.41 - -14.35 = 1,141.76 mm

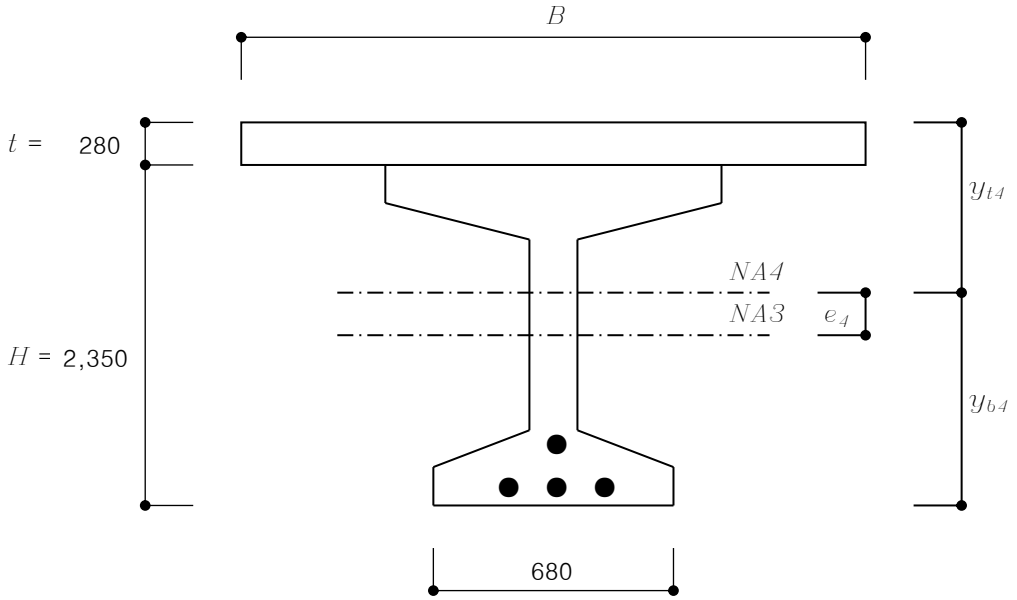
y_{b3} = $y_{b2} - e_3$ = -1,222.59 - -14.35 = -1,208.24 mm

I_{NA3} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_3 \times y^2) - A_3 \times e_3^2$

= 752,545,904,614 + 14,040,164,100 - 308,159,747

= 766,277,908,967 mm^4

(4) 바닥판 합성 단면



① 중앙 거더(G3)

– 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) 지간의 1/4	=	24,900	/	4			=	6,225	mm
(ii) b_w + 12 h_f	=	577	+	12	x	280	=	3,937	mm
(iii) 거더의 중심간 거리	=	2,000					=	2,000	mm
						∴ B	=	2,000	mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,496,484	0.00	0	0	766,277,908,967
바닥판	515,200	1,281.76	660,362,752	846,426,561,004	3,365,973,333
합 계	2,011,684		660,362,752	846,426,561,004	769,643,882,300

n_4 = E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92

e_4 = Σ (A_4 x y) / Σ A_4 = 660,362,752 / 2,011,684 = 328.26 mm

(+ : ↑, – : ↓)

y_{t4} = (y_{t3} + t) – e_4 = 1484.27 – 328.26 = 1,156.01 mm

y_{b4} = y_{b3} + e_4 = –1145.73 – 328.26 = –1,473.99 mm

I_{NA4} = Σ I_o + Σ (A_4 x y^2) – A_4 x e_4^2

= 769,643,882,300 + 846,426,561,004 – 216,768,271,044

= 1,399,302,172,260 mm^4

② 내측거더(G2,G4)

– 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) 지간의 1/4	=	24,900	/	4			=	6,225	mm
(ii) $b_w + 12\,h_f$	=	577	+	12	x	280	=	3,937	mm
(iii) 거더의 중심간 거리	=	2,000					=	2,000	mm
						∴ B	=	2,000	mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,496,484	0.00	0	0	766,277,908,967
바닥판	515,200	1,281.76	660,362,752	846,426,561,004	3,365,973,333
합 계	2,011,684		660,362,752	846,426,561,004	769,643,882,300

e_4 = Σ (A_4 x y) / Σ A_4 = 660,362,752 / 2,011,684 = 328.26 mm

(+ : ↑, – : ↓)

y_{t4} = ($y_{t3} + t$) – e_4 = 1484.27 – 328.26 = 1,156.01 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = –1145.73 – 328.26 = –1,473.99 mm

I_{NA4} = Σ I_o + Σ (A_4 x y^2) – A_4 x e_4^2

= 769,643,882,300 + 846,426,561,004 – 216,768,271,044

= 1,399,302,172,260 mm^4

③ 외측거더(G3)

– 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) b_l + 지간의 1/12	=	1,550	+	24,900	/	12	=	3,625	mm
(ii) $b_l + 6\,h_f$	=	1,550	+	6	x	280	=	4,910	mm
(iii) b_l + 인접거더와 순지간의 1/2	=	1,550	+	1,800	/	2	=	2,450	mm
						∴ B	=	2,450	mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,496,484	0.00	0	0	766,277,908,967
바닥판	631,120	1,281.76	808,944,371	1,036,872,537,229	4,123,317,333
합 계	2,127,604		808,944,371	1,036,872,537,229	770,401,226,300

e_4 = Σ (A_4 x y) / Σ A_4 = 808,944,371 / 2,127,604 = 380.21 mm

(+ : ↑, – : ↓)

y_{t4} = ($y_{t3} + t$) – e_4 = 1484.27 – 380.21 = 1,104.06 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = –1145.73 – 380.21 = –1,525.94 mm

I_{NA4} = Σ I_o + Σ (A_4 x y^2) – A_4 x e_4^2

= 770,401,226,300 + 1,036,872,537,229 – 307,565,691,482

= 1,499,708,072,047 mm^4

(6) 단면 제원 집계표

① 중앙 거더(G3)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	1,463,617	1,496,484	2,011,684
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,156.01
거더 상연	(mm)	1,127.41	1,141.76	876.01
거더 하연	(mm)	-1,222.59	-1,208.24	-1,473.99
단면2차모멘트	(mm^4)	752,545,479,379	766,277,908,967	1,399,302,172,260
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,210,458,536
	$S_{t,gir}$	530,215,522	551,155,777	1,597,358,674
	$S_{b,gir}$	-488,937,650	-520,829,984	-949,329,488

② 내측거더(G2,G4)

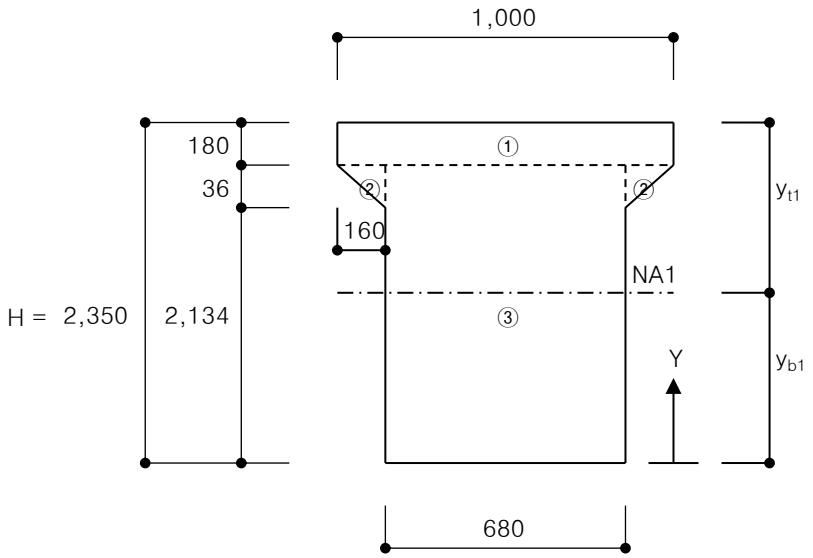
구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	1,463,617	1,496,484	2,011,684
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,156.01
거더 상연	(mm)	1,127.41	1,141.76	876.01
거더 하연	(mm)	-1,222.59	-1,208.24	-1,473.99
단면2차모멘트	(mm^4)	752,545,479,379	766,277,908,967	1,399,302,172,260
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,210,458,536
	$S_{t,gir}$	530,215,522	551,155,777	1,597,358,674
	$S_{b,gir}$	-488,937,650	-520,829,984	-949,329,488

③ 외측거더(G1,G5)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	1,463,617	1,496,484	2,127,604
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,104.06
거더 상연	(mm)	1,127.41	1,141.76	824.06
거더 하연	(mm)	-1,222.59	-1,208.24	-1,525.94
단면2차모멘트	(mm^4)	752,545,479,379	766,277,908,967	1,499,708,072,047
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,358,357,401
	$S_{t,gir}$	530,215,522	551,155,777	1,819,901,551
	$S_{b,gir}$	-488,937,650	-520,829,984	-982,809,332

4.1.3 단부 지점부 단면

(1) 전 단면적



단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm^2)	y (mm)	$A \times y$ (mm^3)	$A \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
1	1,000	180	180,000	2,260	406,800,000	919,368,000,000	486,000,000
2	320	36	5,760	2,158	12,430,080	26,824,112,640	414,720
3	680	2,170	1,475,600	1,085	1,601,026,000	1,737,113,210,000	579,037,736,667
계			1,661,360		2,020,256,080	2,683,305,322,640	579,524,151,387

y_{b1} = $\Sigma(A \times y) / \Sigma A$ = 2,020,256,080 / 1,661,360 = −1,216.0 mm

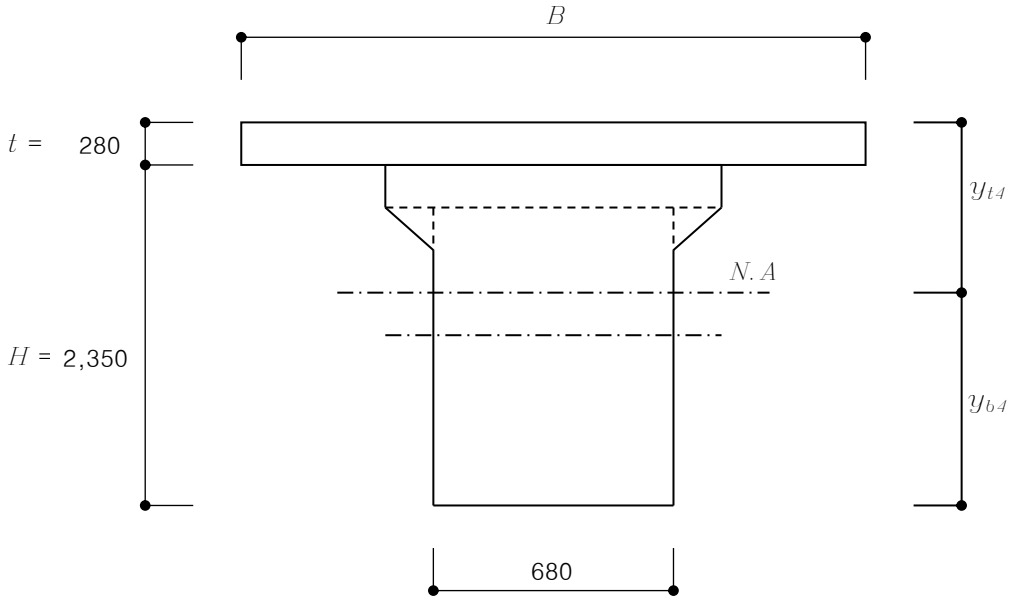
y_{t1} = $H + y_{b1}$ = 2,350 + −1216.0 = 1,134.0 mm

I_{bot} = $\Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2)$ = 3,262,829,474,027 mm^4

I_{NA1} = $I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2$ = 3,262,829,474,027 − 1,661,360 x −1,216.00 ^{2}

= 806,249,541,867 mm^4

(2) 바닥판 합성 단면



① 중앙 거더(G3)

– 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) 거더 경간의 1/4	=	24,900	/	4	=	6,225	mm
(ii) $b_w + 12\ h_f$	=	680	+	12 x 280	=	4,040	mm
(iii) 거더의 중심간 거리	=	2,000			=	2,000	mm
					=	2,000	mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,661,360	0.0	0	0	806,249,541,867
바닥판	515,200	1,274.0	656,364,800	836,208,755,200	3,365,973,333
합 계	2,176,560		656,364,800	836,208,755,200	809,615,515,200

n_4 = E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92

e_4 = $\Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4$ = 656,364,800 / 2,176,560 = 301.56 mm

(+ : ↑, – : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1414.00 – 301.56 = 1112.44 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = –1216.00 + 301.56 = –914.44 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 809,615,515,200 + 836,208,755,200 – 197,932,957,036

= 1,447,891,313,364 mm^4

② 내측거더(G2,G4)

– 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) 거더 경간의 1/4 = 24,900 / 4 = 6,225 mm

(ii) $b_w + 12\ h_f$ = 680 + 12 x 280 = 4,040 mm

(iii) 거더의 중심간 거리 = 2,000 = 2,000 mm

= 2,000 mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,661,360	0.0	0	0	806,249,541,867
바닥판	515,200	1,274.0	656,364,800	836,208,755,200	3,365,973,333
합 계	2,176,560		656,364,800	836,208,755,200	809,615,515,200

e_4 = $\Sigma (A_4 \text{ x } y) / \Sigma A_4$ = 656,364,800 / 2,176,560 = 301.56 mm

(+ : ↑, – : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1414.00 – 301.56 = 1112.44 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = –1216.00 + 301.56 = –914.44 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \text{ x } y^2) - A_4 \text{ x } e_4^2$

= 809,615,515,200 + 836,208,755,200 – 197,932,957,036

= 1,447,891,313,364 mm^4

③ 외측거더(G1,G5)

– 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) b_l + 지간의 1/12 = 1,550 + 24,900 / 12 = 3,625 mm

(ii) $b_l + 6\ h_f$ = 1,550 + 6 x 280 = 4,910 mm

(iii) b_l + 인접거더와 순지간의 1/2 = 1,550 + 1,800 / 2 = 2,450 mm

∴ B = 2,450 mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,661,360	0.0	0	0	806,249,541,867
바닥판	631,120	1,274.0	804,046,880	1,024,355,725,120	4,123,317,333
합 계	2,292,480		804,046,880	1,024,355,725,120	810,372,859,200

e_4 = $\Sigma (A_4 \text{ x } y) / \Sigma A_4$ = 804,046,880 / 2,292,480 = 350.73 mm

(+ : ↑, – : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1414.00 – 350.73 = 1063.27 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = –1216.00 + 350.73 = –865.27 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \text{ x } y^2) - A_4 \text{ x } e_4^2$

= 810,372,859,200 + 1,024,355,725,120 – 282,001,478,943

= 1,552,727,105,377 mm^4

(3) 단면 제원 집계표

구 분	단위	중 앙 거 더(G3)		내 측 거 더(G2,G4)	
		전단면(A_1)	합성단면(A_4)	전단면(A_1)	합성단면(A_4)
단면적	(mm^2)	1,661,360	2,176,560	1,661,360	2,176,560
바닥판 상연	(mm)	-	1,112.44	-	1,112.44
거더 상연	(mm)	1,134.00	832.44	1,134.00	832.44
거더 하연	(mm)	-1,216.00	-914.44	-1,216.00	-914.44
단면2차모멘트	(mm^4)	806,249,541,867	1,447,891,313,364	806,249,541,867	1,447,891,313,364
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	1,301,545,534	-	1,301,545,534
	$S_{t,gir}$	710,978,432	1,739,334,142	710,978,432	1,739,334,142
	$S_{b,gir}$	-663,034,163	-1,583,363,931	-663,034,163	-1,583,363,931

구 분	단위	외 측 거 더(G1,G5)	
		전단면(A_1)	합성단면(A_4)
단면적	(mm^2)	1,661,360	2,292,480
바닥판 상연	(mm)	-	1,063.27
거더 상연	(mm)	1,134.00	783.27
거더 하연	(mm)	-1,216.00	-865.27
단면2차모멘트	(mm^4)	806,249,541,867	1,552,727,105,377
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	1,460,331,906
	$S_{t,gir}$	710,978,432	1,982,365,092
	$S_{b,gir}$	-663,034,163	-1,794,500,104

4.2 하 중 산 정

4.2.1 고정하중 (DL)

(1) 빔 자중 (d_o) → (주거더 당)

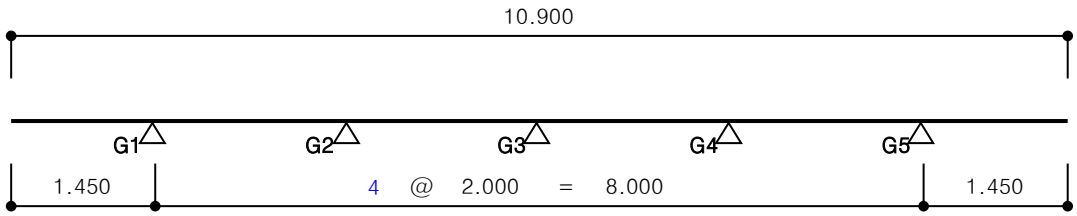
① 중앙부 단면

w_{c1} = 단면적 × 단위중량 = 0.861 × 24.50 = 21.095 kN/m

② 지점 단면

w_{c2} = 단면적 × 단위중량 = 1.661 × 24.50 = 40.695 kN/m

(2) 합성전 고정하중 (d_1) → (주거더 당)



① 외측거더(G1,G5)

- 바닥판 $w_{slab,o}$ = 슬래브 두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.280 × 2.450 × 24.50 = 16.807 kN/m
- 배수구배 콘크리트 $w_{slab,o}$ = 평균두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.019 × 1.900 × 24.50 = 0.884 kN/m
- 가로보 $P_{slab,o}$ = 가로보 두께 × 높이 × 가로보폭 × 단위중량
  = 0.300 × 2.030 × 0.660 × 24.50 = 9.848 kN

② 내측거더(G2,G4)

- 바닥판 $w_{slab,o}$ = 슬래브 두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.280 × 2.000 × 24.50 = 13.720 kN/m
- 배수구배 콘크리트 $w_{slab,o}$ = 평균두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.020 × 2.000 × 24.50 = 0.980 kN/m
- 가로보 $P_{slab,o}$ = 가로보 두께 × 높이 × 가로보폭 × 단위중량
  = 0.300 × 2.030 × 1.320 × 24.50 = 19.695 kN

③ 중앙거더(G3)

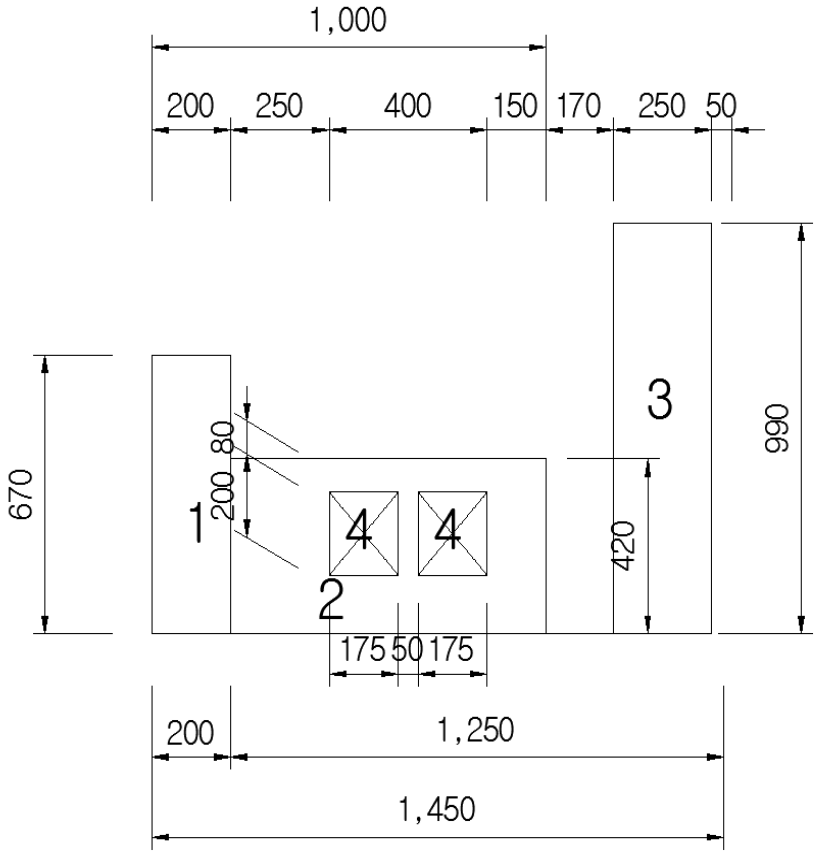
- 바닥판 $w_{slab,i}$ = 슬래브 두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.280 × 2.000 × 24.50 = 13.720 kN/m
- 배수구배 콘크리트 $w_{slab,o}$ = 평균두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.020 × 2.000 × 24.50 = 0.980 kN/m

- 가로보 $P_{slab,i}$ = 가로보 두께 × 높이 × 가로보폭 × 단위중량
  = 0.300 × 2.030 × 1.320 × 24.50 = 19.695 kN

(3) 합성후 고정하중 (d_2)

① 방호벽 및 방음벽 (격자모델 종방향부재에 재하)

- 방호벽



						(면적)	(팔길이:좌측기준)	
①	0.200	×	0.670	=	0.134	0.100		
②	0.800	×	0.420	=	0.336	0.600		
③	0.250	×	0.990	=	0.248	1.295		
④	−0.350	×	0.200	=	−0.070	0.825		
계					0.648	0.738	=> 좌측거더에서	0.712 m 이격

하중(P1) = 0.648 × 24.500 = 15.864 kN/m

M1 = 15.864 × 0.712 = 11.295 kN.m

- 난간 = 1.000 kN/m

좌측 난간 재하위치 : G1거더에서 1.350 m 이격

- 방음벽기초 = 5.000 kN/m

(0.400 + 0.600) × 0.100 / 2.000 × 24.50 = 1.225 kN/m

우측 방음벽 재하위치 : G5 거더에서 1.350 m 이격

② 도상하중 (격자모델 횡방향부재에 재하)

(도상 깊이) × 단위중량

= (0.200 + 0.365) × 19.0 × 1.3

= 13.956 kN/m^2

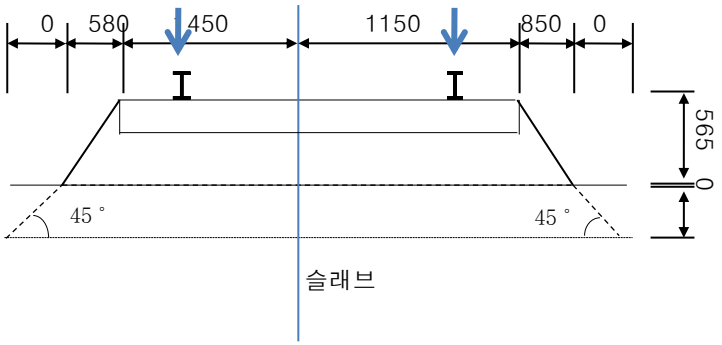
재하범위 : G1거더에서 외측으로 0.450 m 부터

G5 거더에서 외측으로 0.450 m 까지

지점부 (부재간격 : 1.450 m) = 20.236 kN/m

일반부 (부재간격 : 2.000 m) = 27.912 kN/m

③ 레일하중 (격자모델 횡방향부재에 재하)



하중 분포폭

침목길이 + 1.5 x 도상 깊이 + 바닥판 두께

= 2.600 + 1.5 × 0.565 + 0.280

= 3.728 m

레일 침목 하중

= 6.500 / 3.728

= 1.744 kN/m^2

재하범위 : G2,G4거더 외측으로 2.030 m 부터

G2,G4거더 내측으로 2.000 m 까지

지점부 (부재간격 : 1.450 m) = 2.529 kN/m

일반부 (부재간격 : 2.000 m) = 3.488 kN/m

④ 케이블 (격자모델 종방향부재에 재하) = 1.000 kN/m

재하위치 : G1거더에서 외측으로 0.800 m 이격

G5 거더에서 외측으로 0.800 m 이격

4.2.2 활하중 (격자모델 종방향부재에 재하)

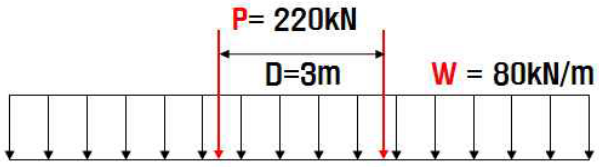
(1) 보도적재하중

w_w = 2.000 × 0.800 = 1.600 kN/m

재하위치 : 외측거더에서 0.800 m 이격

(2) 표준활하중

KL2012하중



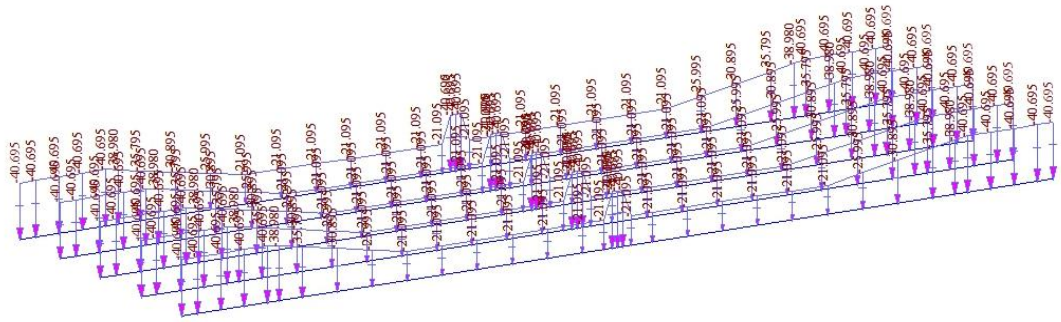
(3) 충격하중

충격계수 i (%); $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 = 0.126 = 112.645$ %

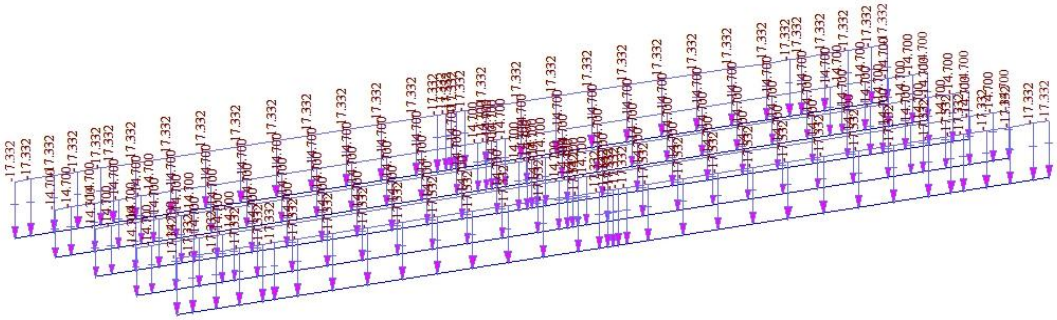
4.3 구조해석

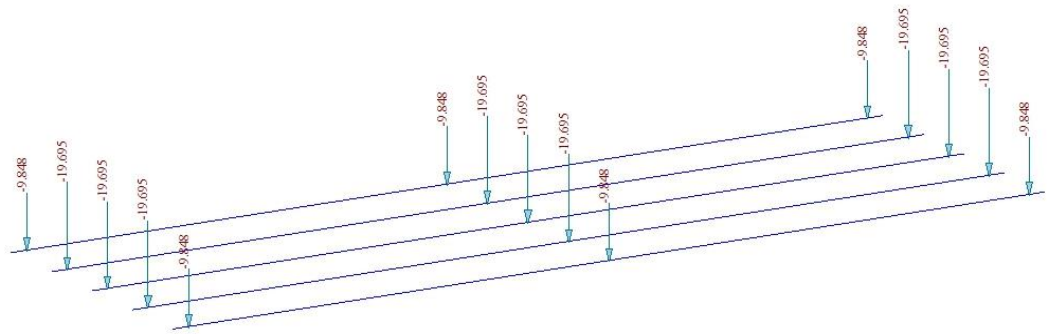
4.3.1 하중재하도

(1) 빔 자중



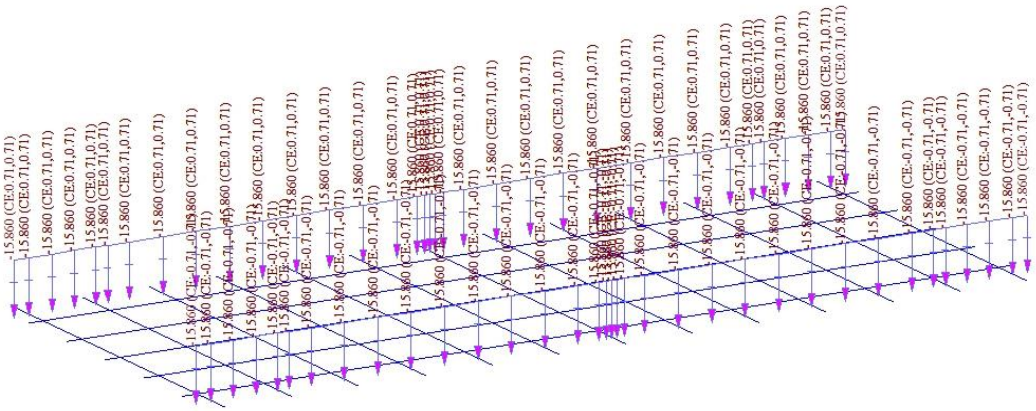
(2) 합성전 고정하중



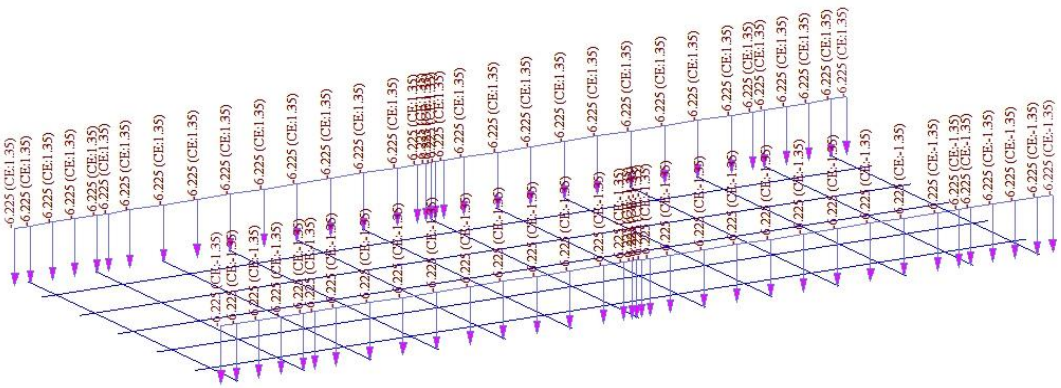


(3) 합성후 고정하중

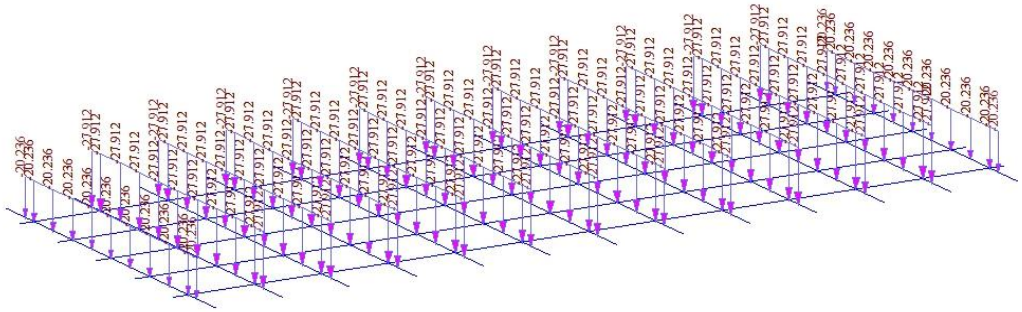
- 방호벽



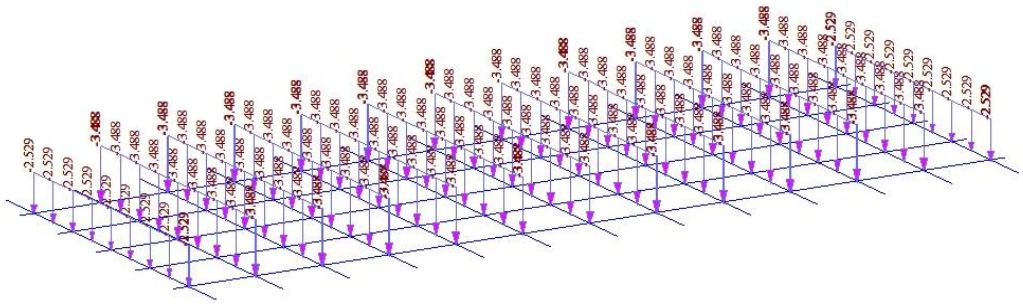
- 난간



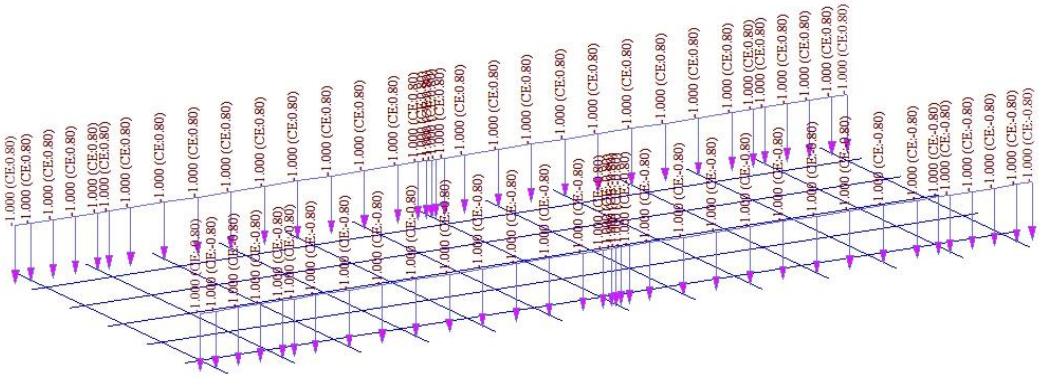
- 도상



- 레일

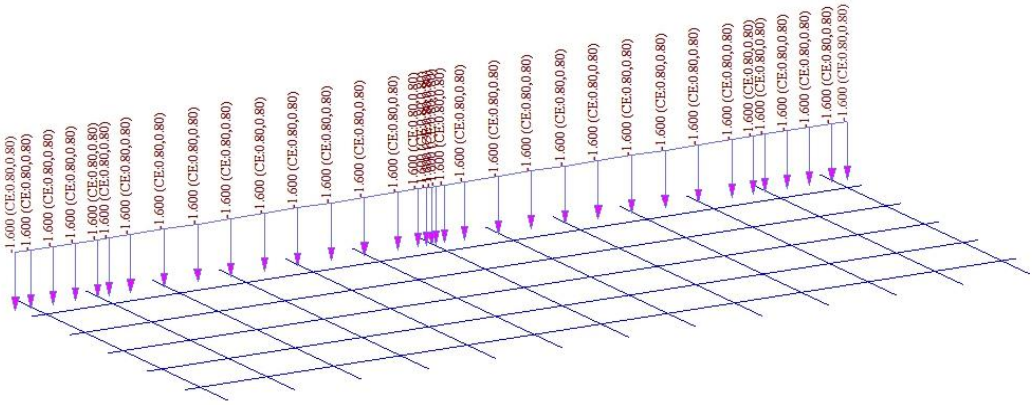


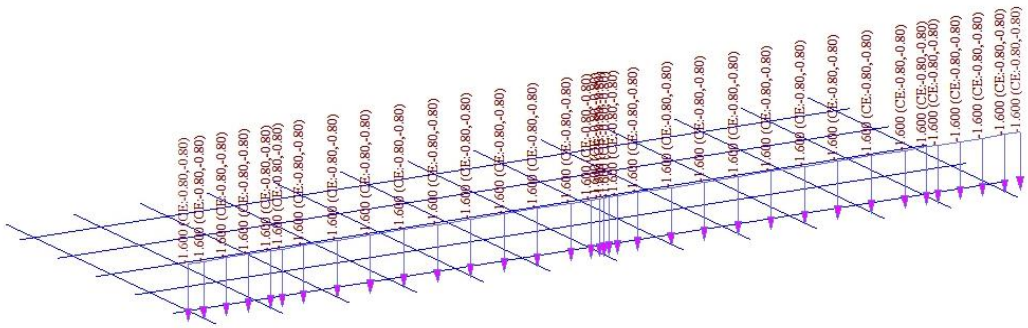
- 케이블



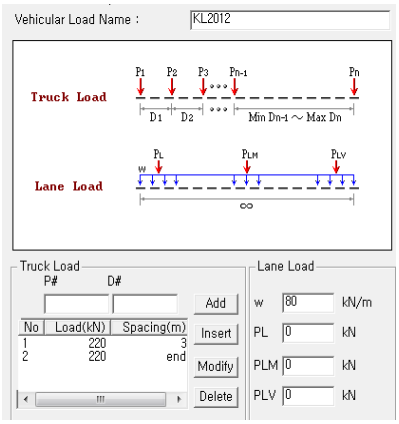
(4) 합성후 활하중

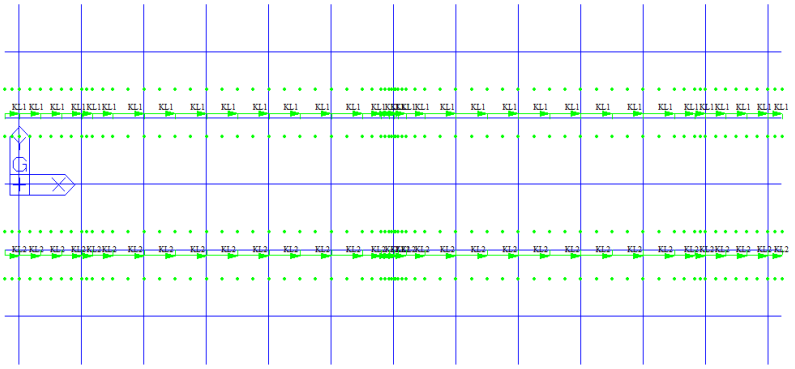
- 보도적재하중





- KL2012

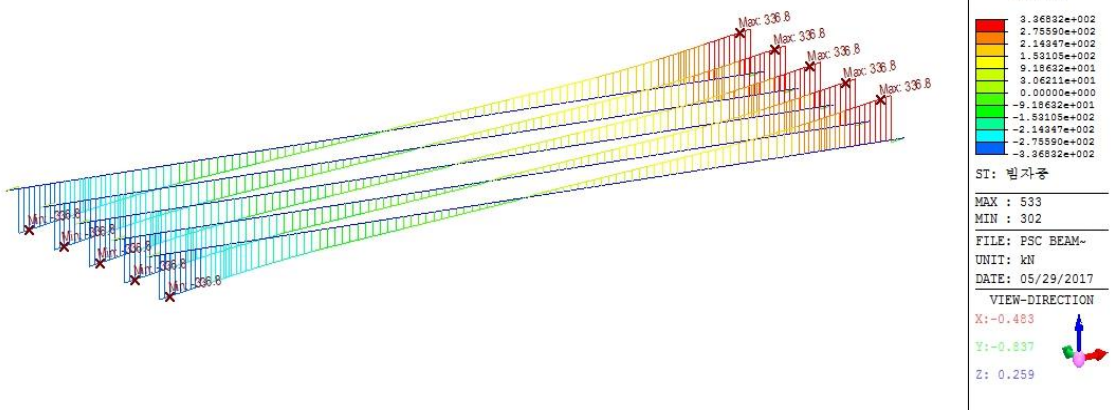




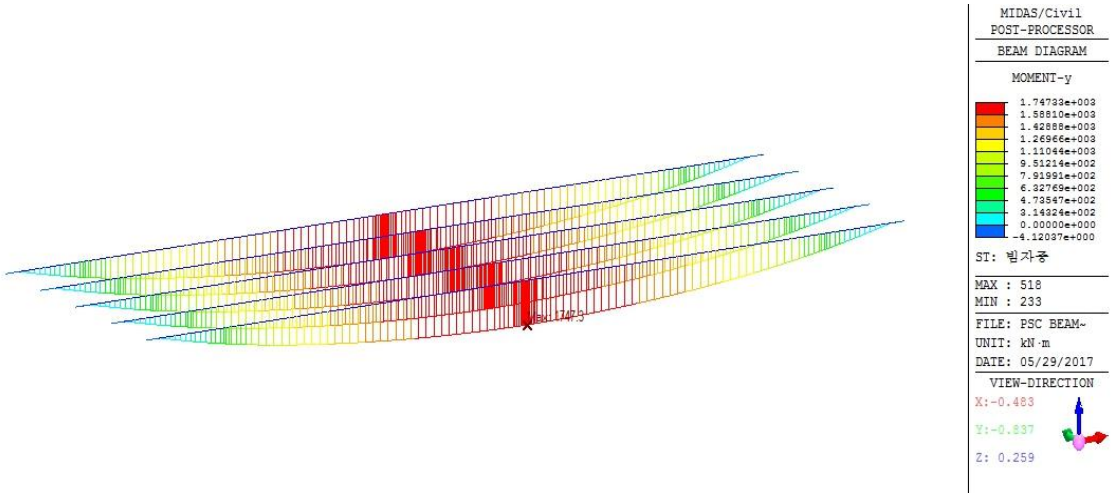
4.3.2 단면력도

(1) 빔 자중

- 전단력도

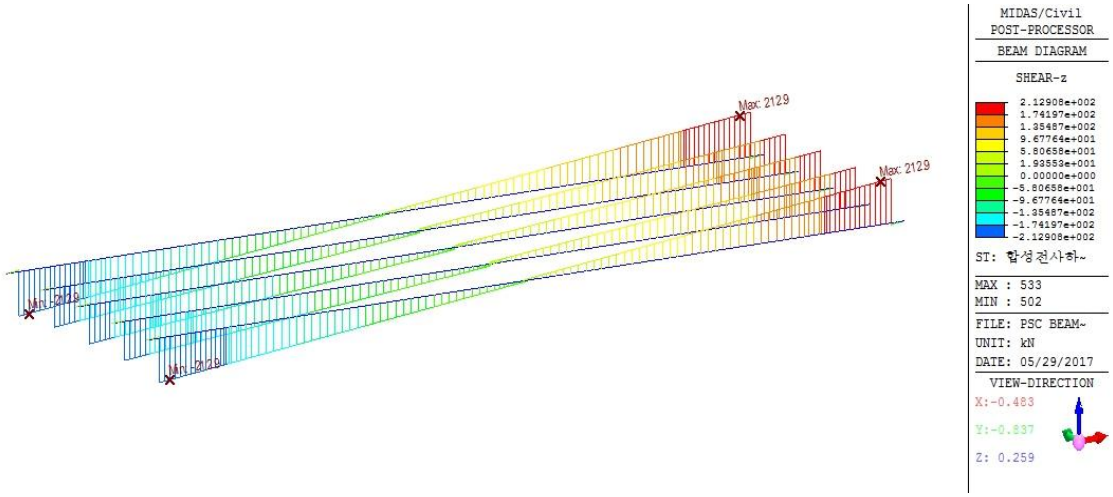


- 모멘트도

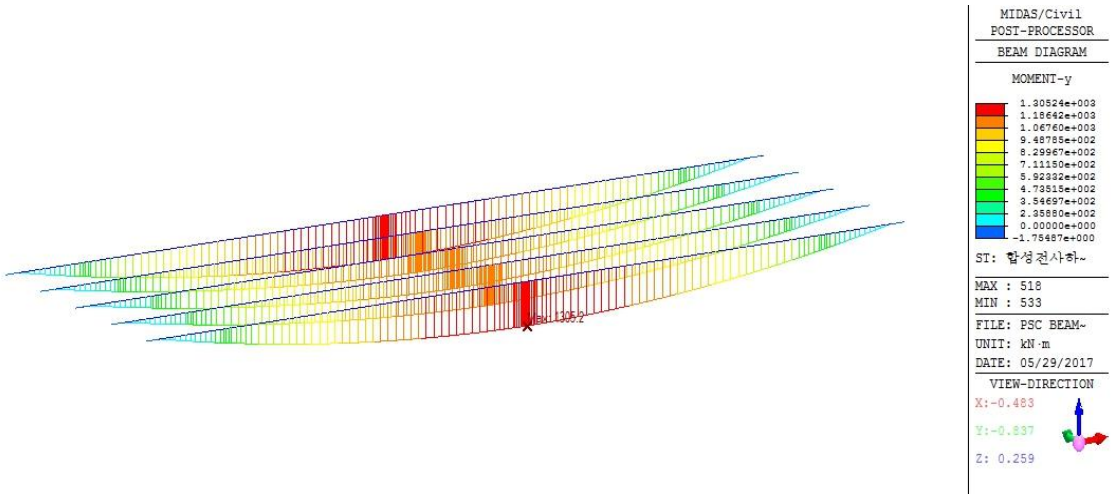


(2) 합성전 고정하중

- 전단력도

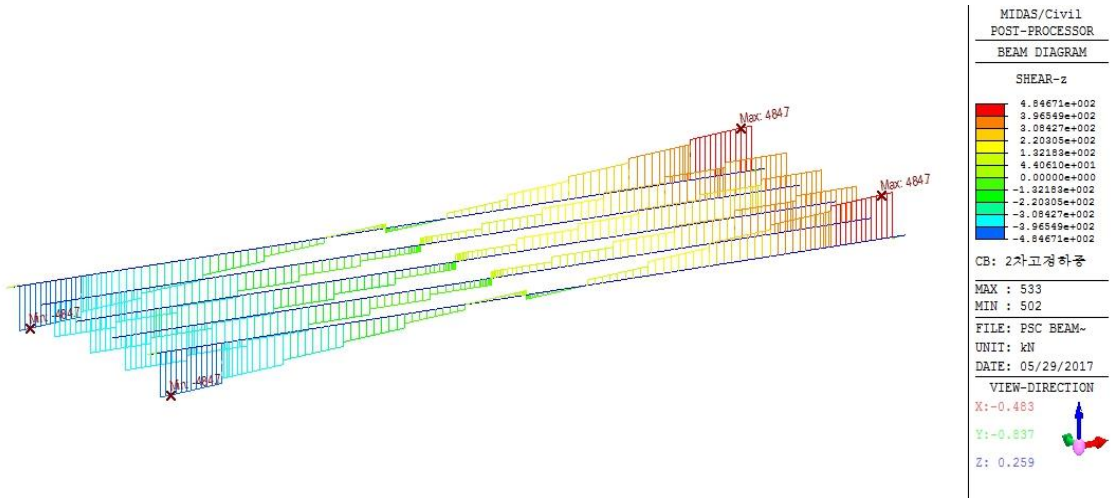


- 모멘트도

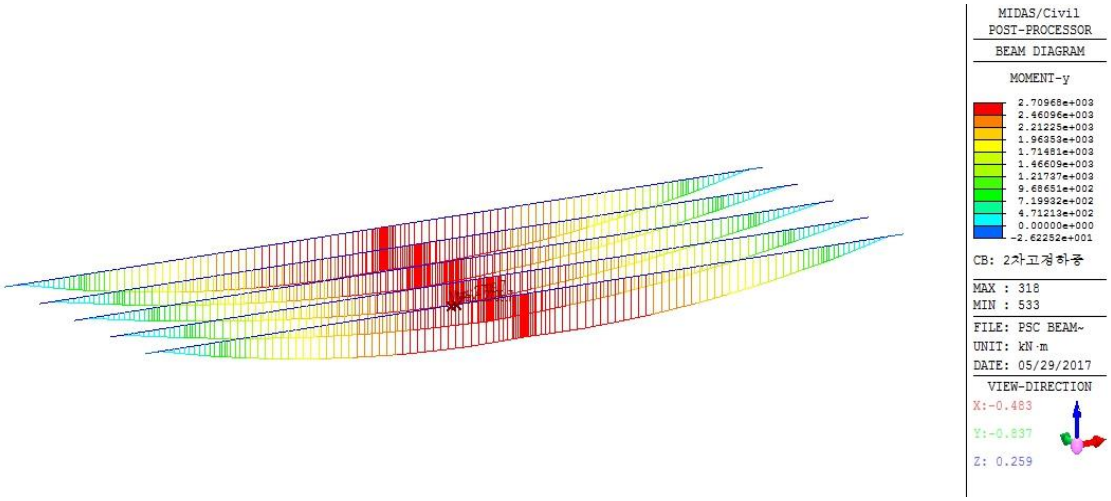


(3) 합성후 고정하중

- 전단력도

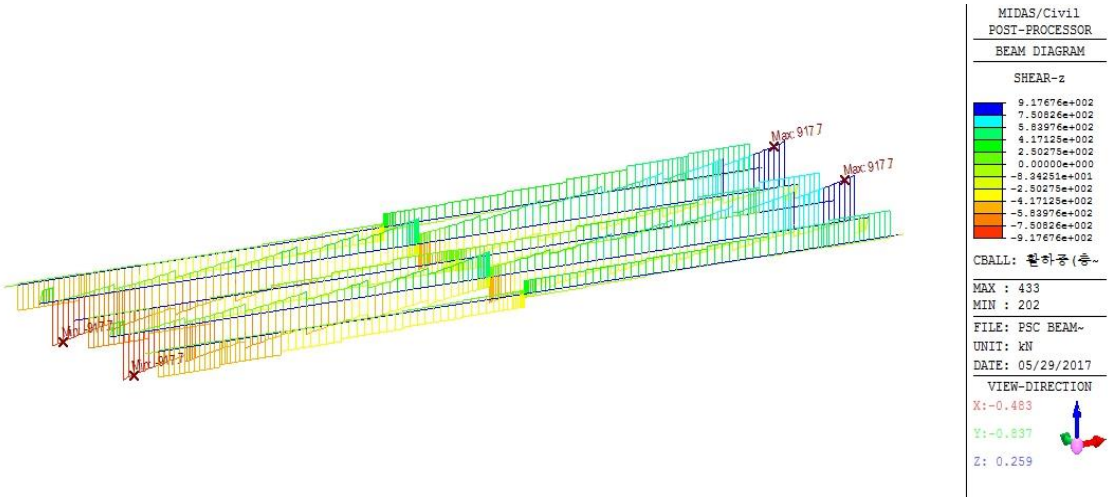


– 모멘트도

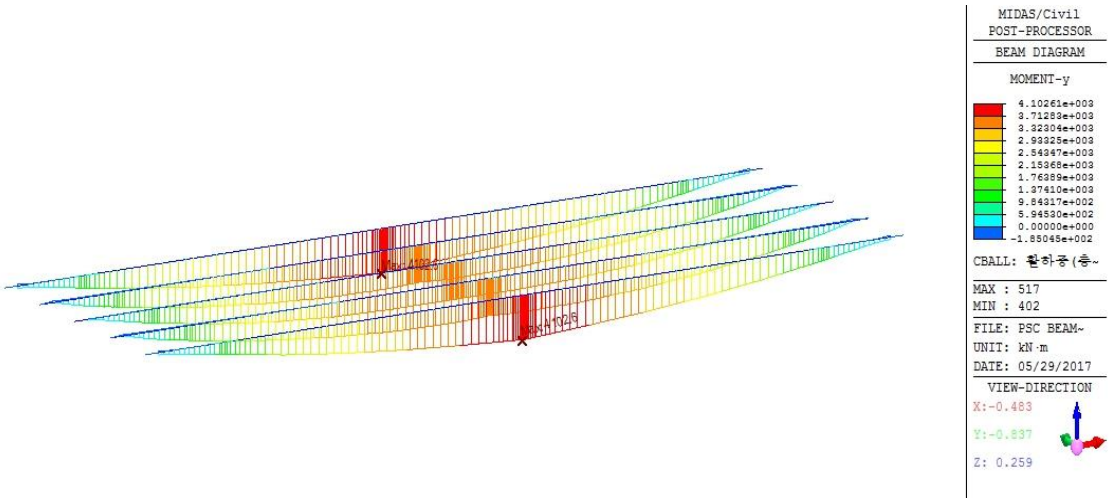


(4) 합성후 활하중

– 전단력도



– 모멘트도



4.4 단면력 집계

4.4.1 단면력 집계

(1) 합성전 단면력

거 리	구 분	전 단 력 (kN)			모 멘 트 (kN-m)		
		빔 자중	슬래브하중	계	빔 자중	슬래브하중	계
0.450	G1,G5	-336.83	-212.91	-549.74	-4.12	-1.76	-5.88
	G2,G4	-336.83	-186.25	-523.08	-4.12	-1.49	-5.61
	G3	-336.83	-186.25	-523.08	-4.12	-1.49	-5.61
2.800	G1,G5	-241.50	-172.18	-413.68	675.10	450.72	1,125.82
	G2,G4	-241.50	-151.70	-393.20	675.10	395.60	1,070.70
	G3	-241.50	-151.70	-393.20	675.10	395.60	1,070.70
6.450	G1,G5	-131.86	-108.92	-240.78	1,336.63	963.72	2,300.34
	G2,G4	-131.86	-98.05	-229.91	1,336.63	851.40	2,188.02
	G3	-131.86	-98.05	-229.91	1,336.63	851.40	2,188.02
12.450	G1,G5	0.00	4.92	4.92	1,747.33	1,305.24	3,052.56
	G2,G4	0.00	9.85	9.85	1,747.33	1,175.08	2,922.41
	G3	0.00	9.85	9.85	1,747.33	1,175.08	2,922.41

(2) 합성후 단면력

거 리	구 분	전 단 력 (kN)			모 멘 트 (kN-m)		
		2차고정	활하중	계	2차고정	활하중	계
0.450	G1,G5	-484.670	-524.880	########	-26.230	217.110	190.880
	G2,G4	-370.050	-917.68	-1,287.730	17.510	43.840	61.350
	G3	-365.520	-614.810	-980.330	12.760	17.040	29.800
2.800	G1,G5	-377.400	-465.670	-843.070	1,021.030	1,242.010	2,263.040
	G2,G4	-314.920	-710.580	########	874.790	1,480.220	2,355.010
	G3	-305.280	-510.010	-815.290	855.560	1,382.140	2,237.700
6.450	G1,G5	-197.350	-329.710	-527.060	2,142.410	2,729.210	4,871.620
	G2,G4	-187.740	-585.200	-772.940	1,902.740	2,863.410	4,766.150
	G3	-198.170	-302.050	-500.220	1,864.520	2,916.920	4,781.440
12.450	G1,G5	-45.630	268.520	222.890	2,610.850	4,102.610	6,713.460
	G2,G4	73.420	-525.190	-451.770	2,671.630	3,426.320	6,097.950
	G3	82.690	-217.890	-135.200	2,709.680	3,477.410	6,187.090

4.4.2 반력 집계

(1) 받침 및 하부구조의 구조검토용 (충격하중 포함)

(단위 : kN)

구 분		고정하중			소계	활하중	계
		자중	슬래브	2차고정하중			
G1	A1	355.144	230.555	527.006	1,112.706	525.687	1,638.393
	A2	355.144	230.555	527.006	1,112.706	525.687	1,638.393
G2	A1	355.144	212.558	415.578	983.280	987.505	1,970.785
	A2	355.144	212.558	415.578	983.280	987.505	1,970.785
G3	A1	355.144	212.558	411.048	978.750	614.807	1,593.557
	A2	355.144	212.558	411.048	978.750	614.807	1,593.557
G4	A1	355.144	212.558	415.578	983.280	987.505	1,970.785
	A2	355.144	212.558	415.578	983.280	987.505	1,970.785
G5	A1	355.144	230.555	527.006	1,112.706	525.687	1,638.393
	A2	355.144	230.555	527.006	1,112.706	525.687	1,638.393

(2) 하부구조의 안정검토용 (충격하중 제외)

(단위 : kN)

구 분		고정하중			소계	활하중	계
		자중	슬래브	2차고정하중			
G1	A1	355.144	230.555	527.006	1,112.706	466.862	1,579.568
	A2	355.144	230.555	527.006	1,112.706	466.862	1,579.568
G2	A1	355.144	212.558	415.578	983.280	877.003	1,860.283
	A2	355.144	212.558	415.578	983.280	877.003	1,860.283
G3	A1	355.144	212.558	411.048	978.750	546.010	1,524.760
	A2	355.144	212.558	411.048	978.750	546.010	1,524.760
G4	A1	355.144	212.558	415.578	983.280	877.003	1,860.283
	A2	355.144	212.558	415.578	983.280	877.003	1,860.283
G5	A1	355.144	230.555	527.006	1,112.706	466.862	1,579.568
	A2	355.144	230.555	527.006	1,112.706	466.862	1,579.568

(3) 횡분배계수

(단위 : kN)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	계
활하중(복선)	0.142	0.273	0.170	0.273	0.142	1.000
활하중(단선)	0.283	0.469	0.170	0.078	0.000	1.000
보도하중(복선)	0.353	0.106	0.083	0.106	0.352	1.000
보도하중(단선)	0.861	0.204	0.083	0.008	-0.156	1.000

4.5 PS강재의 긴장력 손실량

4.5.1 프리스트레스의 즉시 손실

(1) 긴장재와 쉬스관 사이의 마찰에 의한 손실량

① 탄성계수 E_p = 200,000 MPa

② Jacking Stress f_{pj} = 0.98 x f_{pia} = 0.98 x 1,440.00 = 1,411.20 MPa

③ 마찰에 의한 긴장재 인장응력 감소량

Δf_{pf} = f_{p0} (1 − $e^{-(\mu\alpha + \kappa lx)}$)

쉬스관 종류	곡률마찰계수 μ (/rad)	파상마찰계수 κ (/m)
아연도금 금속쉬스	0.25	0.005

④ 빔 중앙부에서의 마찰 손실

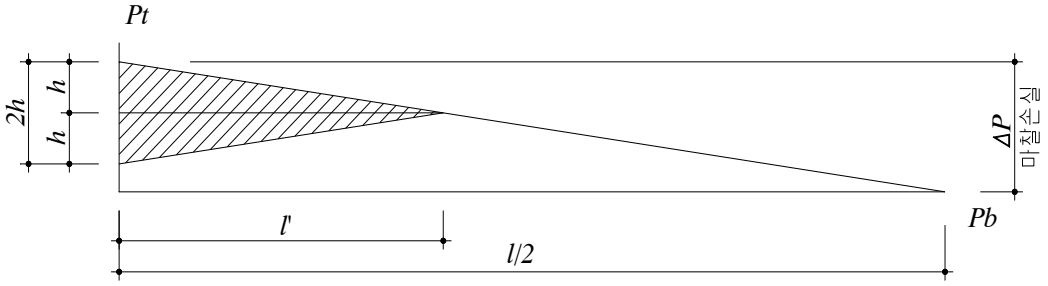
강선번호	각변화 (α)		강선길이 L(m)	$\mu\alpha + \kappa l$	$1-e^{-(\mu\alpha + \kappa l)}$	Δf_{pf} (MPa)	ΔP_{pf} (kN)
	DEG	rad					
1	04° 01'	0.070	12.359	0.079	0.076	107.25	105.86
2	08° 09'	0.142	12.390	0.097	0.092	129.83	128.14
3	12° 13'	0.213	12.432	0.115	0.109	153.82	151.82
4	15° 05'	0.263	12.319	0.127	0.119	167.93	165.75
5	16° 05'	0.281	12.519	0.133	0.125	176.40	174.11

(2) 정착장치의 활동에 의한 손실

- 긴장재와 쉬스 사이의 마찰이 있는 경우

슬립량 ΔL = 6 mm 긴장할 때의 마찰과 정착할 때의 마찰이 동일하다고 가정

마찰에 의한 손실이 직선적으로 변한다고 가정



(ㄱ) 정착구 손실에 의해 발생한 일

$$W = F \cdot s = \Delta f \cdot A_{ps} \cdot l' = \frac{\Delta l}{l'} \cdot E_{ps} \cdot A_{ps} \cdot l' = \Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \quad \text{-------- (1)}$$

(ㄴ) 정착구 손실에 의해 발생한 일은 그림에서의 면적

$$W = \frac{1}{2} \cdot 2h \cdot l' \quad \text{-------- (2)}$$

(1)식과 (2)식에서

$$W = \frac{1}{2} \cdot 2h \cdot l' = \Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \qquad l' = \frac{\Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps}}{h} \quad \text{-------- (3)}$$

(ㄷ) 삼각형 비례

$$l' : h = l/2 : \Delta P$$

$$h = \frac{2 \cdot l' \cdot \Delta P}{l} \quad \text{-------- (4)}$$

(3)식과 (4)식에서

$$l' = \frac{\Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot l' \cdot \Delta P}$$

$$(l')^2 = \frac{\Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot \Delta f_{pf} \cdot A_{ps}} = \frac{\Delta l \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot \Delta f_{pf}}$$

(ㄹ) 정착구 슬립 손실량

$$\Delta f_{slip} = E_{ps} \times \frac{\Delta l}{l'}$$

(정착구 손실량은 단부에서 길이에 비례하여 감소함)

강선번호	f_{pj} (MPa)	P_j (kN)	Δf_{pf} (MPa)	P_i (N)	l'		$l/2$ (m)	Δf_{sl}
1	1,411.20	1,392.85	107.25	1,286.99	11.759	<	12.359	0.0
2	1,411.20	1,392.85	129.83	1,264.71	10.701	<	12.390	0.0
3	1,411.20	1,392.85	153.82	1,241.03	9.848	<	12.432	0.0
4	1,411.20	1,392.85	167.93	1,227.10	9.382	<	12.319	0.0
5	1,411.20	1,392.85	176.40	1,218.74	9.228	<	12.519	0.0
계		6,964.25		6,238.57				

∴ 정착장치의 활동에 의한 손실이 중앙단면에는 영향을 미치지 않음

(3) 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량

$$\Delta f_{pel} = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cir}$$

여기서, E_{ci} = 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 탄성계수 = 28,066 MPa

f_{cir} = 프리스트레스 도입직후 보의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력으로서 최대모멘트가 발생하는 단면에서 계산

$$f_{cir} = \frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i \cdot e_p \cdot e_p}{I_c} - \frac{M_d \cdot e_p}{I_c}$$

M_d = 1,747.33 kN-m

$$f_{cir} = \frac{6{,}238{,}570}{844{,}610} + \frac{6{,}238{,}570 \text{ x } 960.73^2}{629{,}287{,}619{,}421} - \frac{1{,}747.33 \times 10^6 \times 960.73}{629{,}287{,}619{,}421}$$

= 13.87 MPa

$$\Delta f_{pel} = \frac{1}{2} \text{ x } \frac{200{,}000}{28{,}066} \text{ x } 13.87 = 49.42 \text{ MPa}$$

(4) 즉시 손실 합계

강선번호	Δf_{pf} (MPa)	Δf_{sl} (MPa)	Δf_{pel} (MPa)	즉시손실량 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	초기긴장력 (kN)
1	107.25	0.00	49.42	156.67	1,254.53	1,238.22
2	129.83	0.00	49.42	179.25	1,231.95	1,215.93
3	153.82	0.00	49.42	203.24	1,207.96	1,192.26
4	167.93	0.00	49.42	217.35	1,193.85	1,178.33
5	176.40	0.00	49.42	225.82	1,185.38	1,169.97
계	735.23	0.00	247.10	982.33	6,073.67	5,994.71

4.5.2 프리스트레스의 시간적 손실

(1) 콘크리트의 크리프에 의한 손실량

Δf_{pcr} = 12 f_{cir} − 7 f_{cds}

여기서, f_{cds} = 프리스트레스를 도입할 때 존재하던 고정하중을 제외한 그 후의 모든 고정하중에 의해 일어나는 긴장재 도심위치에서의 콘크리트의 응력

① 내측거더(G2)

M_{d1} = 1,175.08 kN-m (1차고정하중)

M_{d2} = 2,671.63 kN-m (2차고정하중)

$$f_{cds} = \frac{1{,}175.08 \times 10^{\wedge 6} \times 960.73}{629{,}287{,}619{,}421} + \frac{2{,}671.63 \times 10^{\wedge 6} \times 1{,}458.02}{1{,}219{,}246{,}501{,}045} = 4.99 \text{ MPa}$$

Δf_{pcr} = 12 x 13.87 − 7 x 4.99 = 131.51 MPa

② 외측거더(G1)

M_{d1} = 1,305.24 kN-m (1차고정하중)

M_{d2} = 2,610.85 kN-m (2차고정하중)

$$f_{cds} = \frac{1{,}305.24 \times 10^{\wedge 6} \times 960.73}{629{,}287{,}619{,}421} + \frac{2{,}610.85 \times 10^{\wedge 6} \times 1{,}458.02}{1{,}219{,}246{,}501{,}045} = 5.11 \text{ MPa}$$

Δf_{pcr} 12 x 13.87 − 7 x 5.11 = 130.67 MPa

③ 중앙거더(G3)

M_{d1} = 1,175.08 kN-m (1차고정하중)

M_{d2} = 2,709.68 kN-m (2차고정하중)

$$f_{cds} = \frac{1{,}175.08 \times 10^{\wedge 6} \times 960.73}{629{,}287{,}619{,}421} + \frac{2{,}709.68 \times 10^{\wedge 6} \times 1{,}523.10}{1{,}296{,}774{,}856{,}393} = 4.98 \text{ MPa}$$

Δf_{pcr} 12 x 13.87 − 7 x 4.98 = 131.58 MPa

(2) 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량

H_r (주위의 연간 평균 상대습도) = 70 %

Δf_{psh} = 0.8 x (119 − 1.05 x H_r)

= 0.8 x (119 − 1.05 x 70) = 36.40 MPa

(3) 긴장재의 릴랙세이션에 의한 손실량

$$\Delta f_r = 35 - 0.07\ \Delta f_{pf} - 0.1\ \Delta f_{pel} - 0.05\ (\ \Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}\ )$$

① 내측거더(G2)

Δf_r = 35 − 0.07 x 147.05 − 0.1 x 49.42
− 0.05 x (36.40 + 131.51) = 11.37 MPa

② 외측거더(G1)

Δf_r = 35 − 0.07 x 147.05 − 0.1 x 49.42
− 0.05 x (36.40 + 130.67) = 11.41 MPa

③ 중앙거더(G3)

Δf_r = 35 − 0.07 x 147.05 − 0.1 x 49.42
− 0.05 x (36.40 + 131.58) = 11.37 MPa

(4) 시간적 손실 집계

(단위 : MPa)

구 분		Δf_{pcr}	Δf_{psh}	Δf_r	합 계	비 고
PS 강선	내측거더(G2)	131.51	36.40	11.37	179.28	
	외측거더(G1)	130.67	36.40	11.41	178.48	
	중앙거더(G3)	131.58	36.40	11.37	179.35	

4.5.3 PS강재의 유효응력

(1) 내측거더(G2)

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,411.20	156.67	1,254.53	179.28	1,075.25	1,061.27
2	1,411.20	179.25	1,231.95	179.28	1,052.67	1,038.99
3	1,411.20	203.24	1,207.96	179.28	1,028.68	1,015.31
4	1,411.20	217.35	1,193.85	179.28	1,014.57	1,001.38
5	1,411.20	225.82	1,185.38	179.28	1,006.10	993.02
계	7,056.00	982.33	6,073.67	896.40	5,177.27	5,109.97

(2) 외측거더(G1)

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,411.20	156.67	1,254.53	178.48	1,076.05	1,062.06
2	1,411.20	179.25	1,231.95	178.48	1,053.47	1,039.77
3	1,411.20	203.24	1,207.96	178.48	1,029.48	1,016.10
4	1,411.20	217.35	1,193.85	178.48	1,015.37	1,002.17
5	1,411.20	225.82	1,185.38	178.48	1,006.90	993.81
계	7,056.00	982.33	6,073.67	892.40	5,181.27	5,113.91

(3) 중앙거더(G3)

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,411.20	156.67	1,254.53	179.35	1,075.18	1,061.20
2	1,411.20	179.25	1,231.95	179.35	1,052.60	1,038.92
3	1,411.20	203.24	1,207.96	179.35	1,028.61	1,015.24
4	1,411.20	217.35	1,193.85	179.35	1,014.50	1,001.31
5	1,411.20	225.82	1,185.38	179.35	1,006.03	992.95
계	7,056.00	982.33	6,073.67	896.75	5,176.92	5,109.62

4.6 거더 응력 검토

4.6.1 거더 자중에 의한 응력

빔 자중에 의한 모멘트 (M_{d0}) = 1,747.33 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D1}}{S_{t,gir}} = \frac{1{,}747.33 \times 10^{6}}{522{,}546{,}953} = 3.34 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D1}}{S_{b,gir}} = \frac{1{,}747.33 \times 10^{6}}{-549{,}246{,}000} = -3.18 \text{ MPa}$$

4.6.2 PS강선 긴장에 의한 응력

(1) 초기 긴장력에 의한 응력

초기 긴장력 (P_i) = $\sum (f_{pi} \times A_{ps})$ = 5,994.71 = 5,994,710.00 N

초기 편심 모멘트 (M_{pi}) = $P_i \times e_p$ = 5,994,710.00 x -960.73

= -5,759,297,738.30 N-mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_i}{A_3} + \frac{M_{pi}}{S_{t,gir}} = \frac{5{,}994{,}710}{877{,}477} + \frac{-5{,}759{,}297{,}738}{522{,}546{,}953}$$

$$= 6.83 + -11.02 = -4.19 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_i}{A_3} + \frac{M_{pi}}{S_{b,gir}} = \frac{5{,}994{,}710}{877{,}477} + \frac{-5{,}759{,}297{,}738}{-549{,}246{,}000}$$

$$= 6.83 + 10.49 = 17.32 \text{ MPa}$$

(2) 유효 긴장력에 의한 응력

① 내측거더(G2)

유효 긴장력 (P_e) = $\sum (f_{pe} \times A_{ps})$ = 5,109.97 = 5,109,970.00 N

유효 편심 모멘트 (M_{pe}) = $P_e \times e_p$ = 5,109,970.00 x -960.73

= -4,909,301,478.10 N-mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{5{,}109{,}970}{877{,}477} + \frac{-4{,}909{,}301{,}478}{522{,}546{,}953}$$

$$= 5.82 + -9.39 = -3.57 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{5{,}109{,}970}{877{,}477} + \frac{-4{,}909{,}301{,}478}{-549{,}246{,}000}$$

$$= 5.82 + 8.94 = 14.76 \text{ MPa}$$

② 외측거더(G1)

유효 긴장력 (P_e) = $\sum (f_{pe} \times A_{ps})$ = 5,113.91 = 5,113,910.00 N

유효 편심 모멘트 (M_{pe}) = $P_e \times e_p$ = 5,113,910.00 x −960.73

= −4,913,086,754.30 N−mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{5,113,910}{877,477} + \frac{-4,913,086,754}{522,546,953}$$

$$= 5.83 + -9.40 = -3.57 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{5,113,910}{877,477} + \frac{-4,913,086,754}{-549,246,000}$$

$$= 5.83 + 8.95 = 14.78 \text{ MPa}$$

③ 중앙거더(G3)

유효 긴장력 (P_e) = $\sum (f_{pe} \times A_{ps})$ = 5,109.62 = 5,109,620.00 N

유효 편심 모멘트 (M_{pe}) = $P_e \times e_p$ = 5,109,620.00 x −960.73

= −4,908,965,222.60 N−mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{5,109,620}{877,477} + \frac{-4,908,965,223}{522,546,953}$$

$$= 5.82 + -9.39 = -3.57 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{5,109,620}{877,477} + \frac{-4,908,965,223}{-549,246,000}$$

$$= 5.82 + 8.94 = 14.76 \text{ MPa}$$

4.6.3 바닥판, 가로보 하중에 의한 응력

(1) 내측거더(G2)

바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 (M_{d1}) = 1,175.08 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{1{,}175.08 \times 10^{6}}{522{,}546{,}953} = 2.25 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{1{,}175.08 \times 10^{6}}{-549{,}246{,}000} = -2.14 \text{ MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 (M_{d1}) = 1,305.24 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{1{,}305.24 \times 10^{6}}{522{,}546{,}953} = 2.50 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{1{,}305.24 \times 10^{6}}{-549{,}246{,}000} = -2.38 \text{ MPa}$$

(3) 중앙거더(G3)

바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 (M_{d1}) = 1,175.08 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{1{,}175.08 \times 10^{6}}{522{,}546{,}953} = 2.25 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{1{,}175.08 \times 10^{6}}{-549{,}246{,}000} = -2.14 \text{ MPa}$$

4.6.4 포장, 방호벽 등에 의한 응력

(1) 내측거더(G2)

포장 및 방호벽에 의한 모멘트 (M_{d2}) = 2,671.63 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2{,}671.63 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}235{,}330{,}504} = 1.99 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2{,}671.63 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}724{,}584{,}148} = 1.43 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2{,}671.63 \times 10^{6}}{1{,}724{,}584{,}148} = 1.55 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2{,}671.63 \times 10^{6}}{-742{,}076{,}482} = -3.60 \text{ MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

포장 및 방호벽에 의한 모멘트 (M_{d2}) = 2,610.85 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2{,}610.85 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}235{,}330{,}504} = 1.94 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2{,}610.85 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}724{,}584{,}148} = 1.39 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2{,}610.85 \times 10^{6}}{1{,}724{,}584{,}148} = 1.51 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2{,}610.85 \times 10^{6}}{-742{,}076{,}482} = -3.52 \text{ MPa}$$

(3) 중앙거더(G3)

포장 및 방호벽에 의한 모멘트 (M_{d2}) = 2,709.68 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2{,}709.68 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}406{,}632{,}885} = 1.77 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2{,}709.68 \times 10^{6} \times 0.92}{2{,}020{,}213{,}205} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2{,}709.68 \times 10^{6}}{2{,}020{,}213{,}205} = 1.34 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2{,}709.68 \times 10^{6}}{-759{,}191{,}415} = -3.57 \text{ MPa}$$

4.6.5 활하중에 의한 응력

(1) 내측거더(G2)

활하중에 의한 모멘트 (M_l) = 3,426.32 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{3{,}426.32 \text{ x } 10^{6} \text{ x } 0.92}{1{,}235{,}330{,}504} = 2.55 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{3{,}426.32 \text{ x } 10^{6} \text{ x } 0.92}{1{,}724{,}584{,}148} = 1.83 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{3{,}426.32 \text{ x } 10^{6}}{1{,}724{,}584{,}148} = 1.99 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{3{,}426.32 \text{ x } 10^{6}}{-742{,}076{,}482} = -4.62 \text{ MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

활하중에 의한 모멘트 (M_l) = 4,102.61 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{4{,}102.61 \text{ x } 10^{6} \text{ x } 0.92}{1{,}235{,}330{,}504} = 3.06 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{4{,}102.61 \text{ x } 10^{6} \text{ x } 0.92}{1{,}724{,}584{,}148} = 2.19 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{4{,}102.61 \text{ x } 10^{6}}{1{,}724{,}584{,}148} = 2.38 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{4{,}102.61 \text{ x } 10^{6}}{-742{,}076{,}482} = -5.53 \text{ MPa}$$

(3) 중앙거더(G3)

활하중에 의한 모멘트 (M_l) = 3,477.41 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{3{,}477.41 \text{ x } 10^{6} \text{ x } 0.92}{1{,}406{,}632{,}885} = 2.27 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{3{,}477.41 \text{ x } 10^{6} \text{ x } 0.92}{2{,}020{,}213{,}205} = 1.58 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{3{,}477.41 \text{ x } 10^{6}}{2{,}020{,}213{,}205} = 1.72 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{3{,}477.41 \text{ x } 10^{6}}{-759{,}191{,}415} = -4.58 \text{ MPa}$$

4.6.6 하중 단계별 응력 집계

(1) 내측거더(G2)

(+) 압축 / (–) 인장

하중단계		모멘트	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1. 빔 자중		1747.33			3.34	-3.18
2. PS강선 긴장	초기				-4.19	17.32
	유효				-3.57	14.76
3. 바닥판		1175.08			2.25	-2.14
4. 포장, 방호벽		2671.63	1.99	1.43	1.55	-3.60
5. 활하중		3426.32	2.55	1.83	1.99	-4.62

(2) 외측거더(G1)

(+) 압축 / (–) 인장

하중단계		모멘트	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1. 빔 자중		1747.33			3.34	-3.18
2. PS강선 긴장	초기				-4.19	17.32
	유효				-3.57	14.78
3. 바닥판		1,305.24			2.50	-2.38
4. 포장, 방호벽		2,610.85	1.94	1.39	1.51	-3.52
5. 활하중		4,102.61	3.06	2.19	2.38	-5.53

(3) 중앙거더(G3)

(+) 압축 / (–) 인장

하중단계		모멘트	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1. 빔 자중		1747.33			3.34	-3.18
2. PS강선 긴장	초기				-4.19	17.32
	유효				-3.57	14.76
3. 바닥판		1,175.08			2.25	-2.14
4. 포장, 방호벽		2,709.68	1.77	1.23	1.34	-3.57
5. 활하중		3,477.41	2.27	1.58	1.72	-4.58

4.6.7 하중 단계별 응력 합성

(1) 내측거더(G2)

(+) 압축 / (−) 인장

하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1 + 2 초기			−0.85	14.14
			O.K	O.K
1 + 2 유효			−0.23	11.58
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			2.02	9.44
			O.K	O.K
허 용 응 력			−1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.99	1.43	3.57	5.84
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	4.54	3.26	5.56	1.22
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	12.00	16.00	0.00

(2) 외측거더(G1)

(+) 압축 / (−) 인장

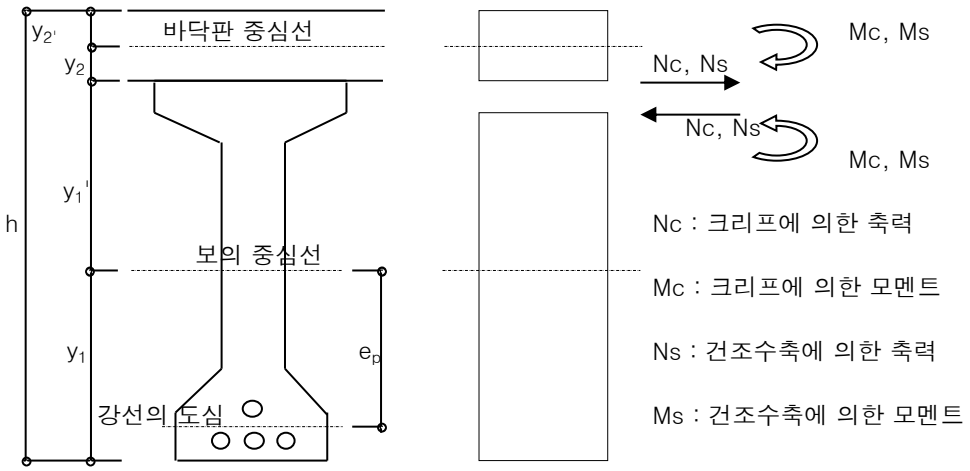
하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1 + 2 초기			−0.85	14.14
			O.K	O.K
1 + 2 유효			−0.23	11.60
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			2.27	9.22
			O.K	O.K
허 용 응 력			−1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.94	1.39	3.78	5.70
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	5.00	3.58	6.16	0.17
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	12.00	16.00	0.00

(3) 중앙거더(G3)

(+) 압축 / (-) 인장

하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1 + 2 초기			-0.85	14.14
			O.K	O.K
1 + 2 유효			-0.23	11.58
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			2.02	9.44
			O.K	O.K
허 용 응 력			-1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.77	1.23	3.36	5.87
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	4.04	2.81	5.08	1.29
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	12.00	16.00	0.00

4.7 크리프 및 건조수축에 의한 단면력 계산



$m = E_{c1}\ I_{c1}\ /\ E_{c2}\ I_{c2}$, $B = 1 + m$, $C = y_1' - my_2$

$F = y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m\gamma_{c2}^2 + my_2^2$

$K = \phi^\infty / (1+\phi^\infty)$, $K' = \Phi_t / (1+\phi^\infty)$

Φ^∞ : 콘크리트 초기재령 으로부터 T = ∞ 까지의 크리프계수 3.000)

Φ_t : 바닥판을 합성한 후 부터 T = ∞ 까지의 크리프계수 2.200)

ε_s : 콘크리트의 건조수축 변형률(부정정력 계산시 0.00015) [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

P : PS 강선의 긴장력 (N)
(단면력을 계산하는 시점에서의 크리프, 건조수축 및 릴랙세이션에 의한 프리스트레스의 감소량을 고려하며, 프리스트레스를 준후 부터 합성할때 까지가 3개월 이상 경과할 경우에는 릴랙세이션은 끝난 것으로 보아도 좋다.)

M_{d1} : 보의 고정하중에 의한 휨모멘트 (N-mm)

M_{d2} : 현장치기 바닥판의 고정하중에 의한 휨모멘트 (N-mm)

A_{c1} : 보의 단면적 (mm^2) I_{c1} : 보의 단면 2차 모멘트 (mm^4)

$\gamma_{c1}^2 = I_{c1} / A_{c1}$ E_{c1} : 보의 종탄성 계수 (MPa)

A_{c2} : 현장치기 바닥판의 단면적 (mm^2) I_{c2} : 현장치기 바닥판의 단면 2차모멘트 (mm^4)

$\gamma_{c2}^2 = I_{c2} / A_{c2}$ E_{c2} : 현장치기 바닥판의 종탄성 계수 (MPa)

- 크리프에 의한 단면력

$$N_c = -\frac{K'}{C^2 - BF}[P\{B(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - C \times e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \times y_1')] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF - C^2}[P\{C(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - F \times e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \times y_1')] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \times y_1')$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{B}{BF - C^2} \frac{1}{1+\phi^\infty}$$

$$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{C}{C^2 - BF} \frac{1}{1+\phi^\infty}$$

4.7.1 내측거더 (G2)

- 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1}\ I_{c1}}{E_{c2}\ I_{c2}} = \frac{30{,}008}{27{,}537} \times \frac{629{,}287{,}619{,}421}{3{,}365{,}973{,}333} = 203.732$$

$$B = 1 + m = 1 + 203.732 = 204.732$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.142 - 204.732 \times 0.140 = -27.521$$

$$F = y_1'^{2} + \gamma_{c1}^{2} + m\gamma_{c2}^{2} + m y_2^{2}$$

$$= 1.204^{2} + 0.717 + 203.732 \times 0.007 + 203.732 \times 0.140^{2}$$

$$= 7.492$$

$$K = \frac{\phi^{\infty}}{(1 + \phi^{\infty})} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_t}{(1 + \phi^{\infty})} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

P = 5,109.970 kN

M_{d1} = 1,747.325 kN-m

M_{d2} = 1,175.082 kN-m

$$N_c = -\frac{0.550}{-27.521^{2} - 204.732 \times 7.492} \times [5{,}109.970 \times \{204.732 \times (1.204 \times 0.639 - 0.717) - (-27.521) \times 0.639\} + 1{,}747.325 \times (-27.521 - 204.732 \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{-27.521^{2} - 204.732 \times 7.492} \times 1{,}175.082 \times (-27.521 - 204.732 \times 1.204)$$

$$= -547.612 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.550}{204.732 \times 7.492 - (-27.521)^{2}} \times [5{,}109.970 \times \{-27.521 \times (1.204 \times 0.639 - 0.717) - 7.492 \times 0.639\} + 1{,}747.325 \times (7.492 - (-27.521) \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{204.732 \times 7.492 - (-27.521)^{2}} \times 1{,}175.082 \times (7.492 - (-27.521) \times 1.204)$$

$$= -73.836 \text{ kN-m}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$N_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629288 \times \frac{204.732}{204.732 \times 7.492 - (-27.521)^{2}} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 186.72 \text{ kN}$$

$$M_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629288 \times \frac{-27.521}{(-27.521)^{2} - 204.732 \times 7.492} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 25.1 \text{ kN-m}$$

4.7.2 외측거더 (G1)

- 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1}\ I_{c1}}{E_{c2}\ I_{c2}} = \frac{30{,}008 \times 629{,}287{,}619{,}421}{27{,}537 \times 3{,}365{,}973{,}333} = 203.732$$

$$B = 1 + m = 1 + 203.732 = 204.732$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.142 - 204.732 \times 0.140 = -27.521$$

$$F = y_1'^{2} + \gamma_{c1}^{2} + m\gamma_{c2}^{2} + m y_2^{2}$$

$$= 1.204^{2} + 0.717 + 203.732 \times 0.007 + 203.732 \times 0.140^{2}$$

$$= 7.492$$

$$K = \frac{\phi^{\infty}}{(1 + \phi^{\infty})} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_t}{(1 + \phi^{\infty})} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

P = 5,113.910 kN

M_{d1} = 1,747.325 kN-m

M_{d2} = 1,305.237 kN-m

$$N_c = -\frac{0.550}{-27.521^{2} - 204.732 \times 7.492} \times [5{,}113.910 \times \{204.732 \times (1.204 \times 1.208 - 0.717) - (-27.521) \times 1.208\} + 1{,}747.325 \times (-27.521 - 204.732 \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{-27.521^{2} - 204.732 \times 7.492} \times 1{,}305.237 \times (-27.521 - 204.732 \times 1.204)$$

$$= -17.075 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.550}{204.732 \times 7.492 - (-27.521)^{2}} \times [5{,}113.910 \times \{-27.521 \times (1.204 \times 1.208 - 0.717) - 7.492 \times 1.208\} + 1{,}747.325 \times (7.492 - (-27.521) \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{204.732 \times 7.492 - (-27.521)^{2}} \times 1{,}305.237 \times (7.492 - (-27.521) \times 1.204)$$

$$= 4.828 \text{ kN-m}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$N_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629288 \times \frac{204.732}{204.732 \times 7.492 - (-27.521)^{2}} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 186.72 \text{ kN}$$

$$M_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629288 \times \frac{-27.521}{-27.521^{2} - 204.732 \times 7.492} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 25.1 \text{ kN-m}$$

4.7.3 중앙거더 (G3)

- 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1}\ I_{c1}}{E_{c2}\ I_{c2}} = \frac{30{,}008 \times 629{,}287{,}619{,}421}{27{,}537 \times 4{,}123{,}317{,}333} = 166.312$$

$$B = 1 + m = 1 + 166.312 = 167.312$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.142 - 167.312 \times 0.140 = -22.282$$

$$F = y_1'^{2} + \gamma_{c1}^{2} + m\gamma_{c2}^{2} + m y_2^{2}$$

$$= 1.204^{2} + 0.717 + 166.312 \times 0.007 + 166.312 \times 0.140^{2}$$

$$= 6.514$$

$$K = \frac{\phi^{\infty}}{(1 + \phi^{\infty})} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_t}{(1 + \phi^{\infty})} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

P = 5,109.620 kN

M_{d1} = 1,747.325 kN-m

M_{d2} = 1,175.082 kN-m

$$N_c = -\frac{0.550}{-22.282^{2} - 167.312 \times 6.514} \times [5{,}109.620 \times \{167.312 \times (1.204 \times 1.208 - 0.717) - (-22.282) \times 1.208\} + 1{,}747.325 \times (-22.282 - 167.312 \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{-22.282^{2} - 167.312 \times 6.514} \times 1{,}175.082 \times (-22.282 - 167.312 \times 1.204)$$

$$= 17.442 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.550}{167.312 \times 6.514 - (-22.282)^{2}} \times [5{,}109.620 \times \{-22.282 \times (1.204 \times 1.208 - 0.717) - 6.514 \times 1.208\} + 1{,}747.325 \times (6.514 - (-22.282) \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{167.312 \times 6.514 - (-22.282)^{2}} \times 1{,}175.082 \times (6.514 - (-22.282) \times 1.204)$$

$$= 11.606 \text{ kN-m}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$N_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629288 \times \frac{167.312}{167.312 \times 6.514 - (-22.282)^{2}} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 199.669 \text{ kN}$$

$$M_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629288 \times \frac{-22.282}{(-22.282)^{2} - 167.312 \times 6.514} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 26.591 \text{ kN-m}$$

4.8 휨강도 검토

4.8.1 내측 거더(G2)

(1) 극한모멘트

M_D = M_{d0} + M_{d1} + M_{d2}

= 1,747.33 + 1,175.08 + 2,671.63 = 5,594.04 kN-m

M_L = 3,426.32 kN-m

M_u = $1.35\ M_D + 1.85\ M_L$ 또는 $1.6\ M_D + 1.6\ M_L$ 중에서 큰 값

= 1.35 x 5,594.04 + 1.85 x 3,426.32 = 13,891.00 kN-m

= 1.60 x 5,594.04 + 1.60 x 3,426.32 = 14,433.00 kN-m

∴ M_u = 14,433.00 kN-m

(2) 단면 특성

① 플랜지 두께 h_f = 280.00 mm

b_f = 2,000.00 mm

d_p = 2,350.00 + 280.00 − 185.00 = 2,445.00 mm

② 콘크리트

슬래브 f_{ck} = 30.00 MPa

거더 f_{ck} = 40.00 MPa

③ PS 강재 A_{ps} = 4,935.00 mm^2

f_{pe} = 1,042.79 MPa > 0.5 f_{pu} (강재응력 근사식으로 계산)

f_{pu} = 1,900.00 MPa

f_{py} = 1,600.00 MPa

$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4,935.00}{2,000.00 \times 2,445.00} = 0.001009$

(3) γ_p , β_1 계산

$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1,600.00}{1,900.00} = 0.84$

γ_p = 0.55 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.80$ = 0.55

0.40 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.85$

0.28 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$

β_1 = $0.85 - 0.007 \times \frac{f_{ck} - 28}{1}$: $f_{ck} \geq 28$ = 0.836

0.85 : $f_{ck} < 28$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \left(\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 1{,}900.00 \text{ x } \left[1 - \frac{0.55}{0.836} \text{ x } 0.063903 \right] = 1{,}820.12 \text{ MPa}$$

(6) 해석단면 판단

$$0.85 \text{ x } f_{ck} \text{ x } a \text{ x } b = A_{ps} \text{ x } f_{ps}$$

$$a = \frac{A_{ps} \text{ x } f_{ps}}{0.85 \text{ x } f_{ck} \text{ x } b} = \frac{4{,}935.00 \text{ x } 1{,}820.12}{0.85 \text{ x } 30.00 \text{ x } 2{,}000.00}$$

$$= 176.12 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm}$$ ∴ 직사각형보 해석

(7) 강재지수 계산

$$q_{pu} = \rho_{pu} \text{ x } \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \text{ x } d_p} \text{ x } \frac{f_{ps}}{f_{ck}}$$

$$= \frac{4{,}935.00}{2{,}000.00 \text{ x } 2{,}445.00} \text{ x } \frac{1{,}820.12}{30.00}$$

$$= 0.061 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \text{ x } 0.836 = 0.301$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

$$\Phi M_n = \Phi A_{ps} \text{ x } f_{ps} \text{ x } \left(d_p - a / 2 \right)$$

$$= 0.9 \text{ x } 4{,}935.00 \text{ x } 1{,}820.12 \text{ x } \left(2{,}445.00 - 176.12 / 2 \right)$$

$$= 19{,}053.65 \text{ kN-m} > M_u = 14{,}433.00 \text{ kN-m}$$ ∴ O.K.

$$\Phi M_n / M_u = 19{,}053.65 / 14{,}433.00 = 1.32$$

(9) M_{cr} 계산

$$M_{cr} = \left(f_{pe} + f_{ru} \right) \text{ x } Z_c$$

여기서, $f_{ru} = 0.63 \text{ x } \sqrt{f_{ck}} = 3.98$ MPa

$f_{pe} = 14.76$ MPa

$Z_c = 742{,}076{,}482.00$ mm^3

$$M_{cr} = \left(14.76 + 3.98 \right) \text{ x } 742{,}076{,}482.00 = 13{,}906{,}513{,}272.68 \text{ N-mm}$$

$1.2 M_{cr} = 16{,}687.82 \text{ kN-m} < \Phi M_n = 19{,}053.65 \text{ kN-m}$ ∴ O.K.

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

F_{cL} = (M_{cr} − M_D) / M_L

= (13,906.51 − 5,594.04) / 3,426.32 = 2.43 > 1.20 ∴ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

F_{cW} = M_{cr} / (M_D + M_L)

= 13,906.51 / (5,594.04 + 3,426.32) = 1.54 > 1.00 ∴ O.K

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

F_{bL} = (ΦM_n − M_D) / M_L

= (19,053.65 − 5,594.04) / 3,426.32 = 3.93 > 2.00 ∴ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

F_{bW} = ΦM_n / (M_D + M_L)

= 19,053.65 / (5,594.04 + 3,426.32) = 2.11 > 1.50 ∴ O.K

③ 균열하중에 대한 안전도

F_{bW} = ΦM_n / M_{cr}

= 19,053.65 / 13,906.51 = 1.37 > 1.20 ∴ O.K

④ 극한하중에 대한 안전도

F_{bW} = ΦM_n / M_u

= 19,053.65 / 14,433.00 = 1.32 > 1.00 ∴ O.K

4.8.2 외측 거더(G1)

(1) 극한모멘트

M_D = M_{d0} + M_{d1} + M_{d2}

= 1,747.33 + 1,305.24 + 2,610.85 = 5,663.41 kN-m

M_L = 4,102.61 kN-m

M_u = $1.35\ M_D + 1.85\ M_L$ 또는 $1.6\ M_D + 1.6\ M_L$ 중에서 큰 값

= **1.35** x 5,663.41 + **1.85** x 4,102.61 = 15,235.00 kN-m

= **1.60** x 5,663.41 + **1.60** x 4,102.61 = 15,626.00 kN-m

$\therefore M_u$ = 15,626.00 kN-m

(2) 단면 특성

① 플랜지 두께 h_f = 280.00 mm

b_f = 2,000.00 mm

d_p = 2,350.00 + 280.00 − 185.00 = 2,445.00 mm

② 콘크리트

슬래브 f_{ck} = 30.00 MPa

거더 f_{ck} = 40.00 MPa

③ PS 강재 A_{ps} = 4,935.00 mm^2

f_{pe} = 1,043.59 MPa > 0.5 f_{pu} (강재응력 근사식으로 계산)

f_{pu} = 1,900.00 MPa

f_{py} = 1,600.00 MPa

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4{,}935.00}{2{,}000.00 \times 2{,}445.00} = 0.001009$$

(3) γ_p , β_1 계산

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1{,}600.00}{1{,}900.00} = 0.84$$

γ_p = 0.55 : $f_{py}/f_{pu} \geq$ 0.80 = 0.55

0.40 : $f_{py}/f_{pu} \geq$ 0.85

0.28 : $f_{py}/f_{pu} \geq$ 0.90

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times \frac{f_{ck} - 28}{1} : f_{ck} \geq 28 = 0.836$$

0.85 : $f_{ck} < 28$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \left(\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 1{,}900.00 \text{ x } \left[1 - \frac{0.55}{0.836} \text{ x } 0.063903 \right] = 1{,}820.12 \text{ MPa}$$

(6) 해석단면 판단

$$0.85 \text{ x } f_{ck} \text{ x } a \text{ x } b = A_{ps} \text{ x } f_{ps}$$

$$a = \frac{A_{ps} \text{ x } f_{ps}}{0.85 \text{ x } f_{ck} \text{ x } b} = \frac{4{,}935.00 \text{ x } 1{,}820.12}{0.85 \text{ x } 30.00 \text{ x } 2{,}000.00}$$

$$= 176.12 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm}$$ ∴ 직사각형보 해석

(7) 강재지수 계산

$$q_{pu} = \rho_{pu} \text{ x } \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \text{ x } d_p} \text{ x } \frac{f_{ps}}{f_{ck}}$$

$$= \frac{4{,}935.00}{2{,}000.00 \text{ x } 2{,}445.00} \text{ x } \frac{1{,}820.12}{30.00}$$

$$= 0.061 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \text{ x } 0.836 = 0.301$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

$$\Phi M_n = \Phi A_{ps} \text{ x } f_{ps} \text{ x } \left(d_p - a / 2 \right)$$

$$= 0.9 \text{ x } 4{,}935.00 \text{ x } 1{,}820.12 \text{ x } \left(2{,}445.00 - 176.12 / 2 \right)$$

$$= 19{,}053.65 \text{ kN-m} > M_u = 15{,}626.00 \text{ kN-m}$$ ∴ O.K.

$$\Phi M_n / M_u = 19{,}053.65 / 15{,}626.00 = 1.22$$

(9) M_{cr} 계산

$$M_{cr} = \left(f_{pe} + f_{ru} \right) \text{ x } Z_c$$

여기서, $f_{ru} = 0.63 \text{ x } \sqrt{f_{ck}} = 3.98$ MPa

$f_{pe} = 14.78$ MPa

$Z_c = 742{,}076{,}482.00$ mm^3

$$M_{cr} = \left(14.78 + 3.98 \right) \text{ x } 742{,}076{,}482.00 = 13{,}921{,}354{,}802.32 \text{ N-mm}$$

$1.2 M_{cr} = 16{,}705.63$ kN-m < $\Phi M_n = 19{,}053.65$ kN-m ∴ O.K.

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

F_{cL} = (M_{cr} − M_D) / M_L

= (13,921.35 − 5,663.41) / 4,102.61 = 2.01 > 1.20 ∴ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

F_{cW} = M_{cr} / (M_D + M_L)

= 13,921.35 / (5,663.41 + 4,102.61) = 1.43 > 1.00 ∴ O.K

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

F_{bL} = (ΦM_n − M_D) / M_L

= (19,053.65 − 5,663.41) / 4,102.61 = 3.26 > 2.00 ∴ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

F_{bW} = ΦM_n / (M_D + M_L)

= 19,053.65 / (5,663.41 + 4,102.61) = 1.95 > 1.50 ∴ O.K

③ 균열하중에 대한 안전도

F_{bW} = ΦM_n / M_{cr}

= 19,053.65 / 13,921.35 = 1.37 > 1.20 ∴ O.K

④ 극한하중에 대한 안전도

F_{bW} = ΦM_n / M_u

= 19,053.65 / 15,626.00 = 1.22 > 1.00 ∴ O.K

4.8.3 중앙 거더(G3)

(1) 극한모멘트

M_D = M_{d0} + M_{d1} + M_{d2}

= 1,747.33 + 1,175.08 + 2,709.68 = 5,632.09 kN-m

M_L = 3,477.41 kN-m

M_u = $1.35\ M_D + 1.85\ M_L$ 또는 $1.6\ M_D + 1.6\ M_L$ 중에서 큰 값

= **1.35** x 5,632.09 + **1.85** x 3,477.41 = 14,037.00 kN-m

= **1.60** x 5,632.09 + **1.60** x 3,477.41 = 14,575.00 kN-m

$\therefore M_u$ = 14,575.00 kN-m

(2) 단면 특성

① 플랜지 두께 h_f = 280.00 mm

b_f = 2,450.00 mm

d_p = 2,350.00 + 280.00 − 185.00 = 2,445.00 mm

② 콘크리트

슬래브 f_{ck} = 30.00 MPa

거더 f_{ck} = 40.00 MPa

③ PS 강재 A_{ps} = 4,935.00 mm^2

f_{pe} = 1,725.64 MPa > 0.5 f_{pu} (강재응력 근사식으로 계산)

f_{pu} = 1,900.00 MPa

f_{py} = 1,600.00 MPa

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4{,}935.00}{2{,}450.00 \times 2{,}445.00} = 0.000824$$

(3) γ_p , β_1 계산

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1{,}600.00}{1{,}900.00} = 0.84$$

γ_p = 0.55 : $f_{py}/f_{pu} \geq$ 0.80 = 0.55

0.40 : $f_{py}/f_{pu} \geq$ 0.85

0.28 : $f_{py}/f_{pu} \geq$ 0.90

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times \frac{f_{ck} - 28}{1} : f_{ck} \geq 28 = 0.836$$

0.85 : $f_{ck} < 28$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \left(\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 1{,}900.00 \text{ x } \left[1 - \frac{0.55}{0.836} \text{ x } 0.052187 \right] = 1{,}834.77 \text{ MPa}$$

(6) 해석단면 판단

$$0.85 \text{ x } f_{ck} \text{ x } a \text{ x } b = A_{ps} \text{ x } f_{ps}$$

$$a = \frac{A_{ps} \text{ x } f_{ps}}{0.85 \text{ x } f_{ck} \text{ x } b} = \frac{4{,}935.00 \text{ x } 1{,}834.77}{0.85 \text{ x } 30.00 \text{ x } 2{,}450.00}$$

$$= 144.93 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{ 직사각형보 해석}$$

(7) 강재지수 계산

$$q_{pw} = \rho_{pw} \text{ x } \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \text{ x } d_p} \text{ x } \frac{f_{ps}}{f_{ck}}$$

$$= \frac{4{,}935.00}{2{,}450.00 \text{ x } 2{,}445.00} \text{ x } \frac{1{,}834.77}{30.00}$$

$$= 0.05 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \text{ x } 0.836 = 0.301$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

$$\Phi M_n = \Phi A_{ps} \text{ x } f_{ps} \text{ x } \left(d_p - a / 2 \right)$$

$$= 0.9 \text{ x } 4{,}935.00 \text{ x } 1{,}834.77 \text{ x } \left(2{,}445.00 - 144.93 / 2 \right)$$

$$= 19{,}334.10 \text{ kN-m} > M_u = 14{,}575.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{ O.K.}$$

$$\Phi M_n / M_u = 19{,}334.10 / 14{,}575.00 = 1.33$$

(9) M_{cr} 계산

$$M_{cr} = \left(f_{pe} + f_{ru} \right) \text{ x } Z_c$$

여기서, $f_{ru} = 0.63 \text{ x } \sqrt{f_{ck}} = 3.98$ MPa

$f_{pe} = 14.76$ MPa

$Z_c = 759{,}191{,}415.00$ mm^3

$$M_{cr} = \left(14.76 + 3.98 \right) \text{ x } 759{,}191{,}415.00 = 14{,}227{,}247{,}117.10 \text{ N-mm}$$

$$1.2 M_{cr} = 17{,}072.70 \text{ kN-m} < \Phi M_n = 19{,}334.10 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{ O.K.}$$

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

F_{cL} = (M_{cr} − M_D) / M_L

= (14,227.25 − 5,632.09) / 3,477.41 = 2.47 > 1.20 ∴ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

F_{cW} = M_{cr} / (M_D + M_L)

= 14,227.25 / (5,632.09 + 3,477.41) = 1.56 > 1.00 ∴ O.K

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

F_{bL} = (ΦM_n − M_D) / M_L

= (19,334.10 − 5,632.09) / 3,477.41 = 3.94 > 2.00 ∴ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

F_{bW} = ΦM_n / (M_D + M_L)

= 19,334.10 / (5,632.09 + 3,477.41) = 2.12 > 1.50 ∴ O.K

③ 균열하중에 대한 안전도

F_{bW} = ΦM_n / M_{cr}

= 19,334.10 / 14,227.25 = 1.36 > 1.20 ∴ O.K

④ 극한하중에 대한 안전도

F_{bW} = ΦM_n / M_u

= 19,334.10 / 14,575.00 = 1.33 > 1.00 ∴ O.K

4.9 전 단 설 계

4.9.1 내측 거더(G2)

(1) 하중 단계별 단면력 및 계수하중

단면위치 / 하중단계	단 부		H 지점		L/4 지점	
	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트
빔 자 중 (D_0)	336.83	-4.12	241.50	675.10	131.86	1,336.63
바 닥 판 (D_1)	186.25	-1.49	151.70	395.60	98.05	851.40
포장, 방호벽 (D_2)	370.05	17.51	314.92	874.79	187.74	1,902.74
활 하 중 (LL)	917.68	43.84	710.58	1,480.22	585.20	2,863.41
1.35 x D + 1.85 x LL	2,903.43	97.17	2,270.54	5,364.82	1,646.45	10,819.84
1.6 x (D + LL)	2,897.29	89.19	2,269.92	5,481.14	1,604.56	11,126.68
계수 하중	2,903.43	97.17	2,270.54	5,481.14	1,646.45	11,126.68

(2) 위험단면 1 h = 2,350 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 5,109,970.00 N

h = 2,350.00 mm

b = 1,000.00 mm

b_w = 577.00 mm

A_4 = 1,496,484.10 mm^2

y_{b4} = -1,208.24 mm

I_{A4} = 766,277,908,967.00 mm^4

e_p = -1,563.24 mm

d_p = 2,350.00 - (137 + 297 + 526 + 815 + 0) / 5

= 1,995.00 mm > 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 1,995.00 mm

V_D = 241.50 + 151.70 + 314.92 = 708.12 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} \left(0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{5,109,970.00}{1,496,484.10} + \frac{5,109,970.00 \times -1,563.24 \times -1,208.24}{766,277,908,967.00}$$

= 16.01 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

f_d = M_{D0} x y_{b4} / I_{A4}

= $\frac{675.10 \times 1{,}000{,}000.00 \times -1{,}208.24}{766{,}277{,}908{,}967.00}$

= −1.06 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

M_{cr} = $\frac{766{,}277{,}908{,}967}{1{,}208.24}$ x (0.5 x √ 40.00 + 16.01 + −1.06)

= 12,831.51 kN-m

V_{ci} = 0.05 x √ 40.00 x 577.00 x 1,995.00

+ 708,121.00 + ($\frac{2{,}270{,}540.00 \times 12{,}831.51}{5{,}481.14}$)

= 6,387,536.47 N > 0.14 √ (f_{ck}) × b_w × d_p

= 0.14 √ 40.00 × 577.00 × 1,995.00

= 1,019,240.67 N

∴ V_{ci} = 6,387.54 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √ (f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

f_{pc} = $\frac{P_e}{A_4}$ = $\frac{5{,}109{,}970.00}{1{,}496{,}484.10}$ = 3.41 MPa

긴장재 배치각도 α = ∑ 2 a × (x − k) / 5 EA

= 0.102 rad

V_p = 5,109,970.00 x sin 0.102 = 520,313.62 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 3.41) x 577.00 x 1,995.00

+ 520,313.62

= 3,809,188.51 N = 3,809.19 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 3,809.19 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u = 2,270.54 kN

ϕ V_c / 2 = 0.85 x 3,809.19 / 2 = 1,618.91 kN

ϕ V_c = 0.85 x 3,809.19 = 3,237.81 kN

∴ 최소전단철근필요

s = 300 mm < Min(0.75h, 600) = Min(1763, 600) = 600 mm ∴ O.K.

A_v = 0.35 x $\frac{b_w \times s}{f_y}$ = 0.35 x $\frac{577.00 \times 300.00}{300.00}$ = 201.95 mm^2

사용철근량 2 x D 13 = 2 x 126.70 = 253.40 mm^2

∴ O.K.

(3) 위험단면 2 h = 6,000 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 5,109,970 N

h = 2,350 mm

b = 1,000 mm

b_w = 200.00 mm

A_4 = 877,477 mm^2

y_{b4} = -1,145.73 mm

I_{A4} = 629,287,619,421 mm^4

e_p = -1,318.53 mm

d_p = 2,350.00 - (125 + 130 + 208 + 401 + 0) / 5

= 2,177.20 mm > 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 2,177.20 mm

V_D = 131.86 + 98.05 + 187.74 = 417.65 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{5,109,970.00}{877,477.10} + \frac{5,109,970.00 \times -1,318.53 \times -1,145.73}{629,287,619,421.00}$$

= 18.09 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$f_d = M_{D0} \times y_{b4} / I_{A4}$$

$$= \frac{1,336.63 \times 1,000,000.00 \times -1,145.73}{629,287,619,421.00}$$

= -2.43 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$M_{cr} = \frac{629,287,619,421}{1,145.73} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 18.09 + -2.43)$$

= 13,007.40 kN-m

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,177.20 + 417,649.00 + (\frac{1,646,450 \times 13,007}{11,126.68})$$

= 2,480,093.30 N > 0.14 $\sqrt{(f_{ck})}$ × b_w × d_p

= 0.14 √ 40.00 × 200.00 × 2,177.20

= 385,555.01 N

∴ V_{ci} = 2,480.09 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √(f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

f_{pc} = $\frac{P_e}{A_g}$ = $\frac{5{,}109{,}970.00}{877{,}477.10}$ = 5.82 MPa

긴장재 배치각도 α = ∑ 2 a × (x − k) / 5 EA

= 0.026 rad

V_p = 5,109,970.00 x sin 0.026 = 132,844.25 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 5.82) x 200.00 x 2,177.20

+ 132,844.25

= 1,691,772.16 N = 1,691.77 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 1,691.77 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u = 1,646.45 kN

ϕ V_c / 2 = 0.85 x 1,691.77 / 2 = 719.00 kN

ϕ V_c = 0.85 x 1,691.77 = 1,438.00 kN

∴ 전단설계

V_u = ϕ (V_c + V_s) , V_s = $\frac{V_u}{\phi}$ − V_c = 245.23 kN

1/3 √ (f_{ck}) x b_w x d = 917.99 kN > V_s = 245.23 kN

s = 300 mm < Min(0.75h, 600) = Min(1633, 600) = 600 mm ∴ O.K.

V_s = $\frac{A_v \times f_y \times d}{s}$, A_v = $\frac{V_s \times s}{f_y \times d}$ = 122.92 mm^2

사용철근량 2 x D 13 = 2 x 126.70 = 253.40 mm^2

∴ O.K.

⑤ 전단철근의 전단력 제한

2/3 √ (f_{ck}) x b_w x d = 1,835.98 kN > V_s = 245.23 kN ∴ O.K.

(4) 수평전단 설계 – 합성거더 휨부재

① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{370{,}050}{1{,}000.00 \times (\ 2{,}630 - 1081.200\ )} = 0.239 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{917{,}680}{1{,}000.00 \times (\ 2{,}630 - 1081.200\ )} = 0.593 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{547{,}612 + (-186{,}720)}{1{,}000.00 \times 2{,}000} = 0.18 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

ΔT = 5 ℃ (바닥판과 기타부분의 온도차) [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

V_t = α × ΔT × E × A

= 0.00001 × 5 × 27,537,000 × 0.280 × 2.000

= 771.036 kN

$$\tau_t = \frac{771{,}036}{1{,}000.00 \times 2{,}000} = 0.386 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

– 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

τ_u = 1.35 τ_d + 1.85 τ_l 또는 1.35 τ_d + 1.4 τ_l + 1.35(τ_{c+s} 중에서 큰 값

= 1.35 × 0.239 + 1.85 × 0.593 = 1.420 MPa

= 1.35 × 0.239 + 1.40 × 0.593

+ 1.35 × (0.18 + 0.386) = 1.917 MPa

∴ τ_u = 1.917 MPa < ϕ 2.45 = 0.85 × 2.45 = 2.083 MPa

∴ 최소 전단연결재 설치 [철도설계기준(노반편) 10.6.6]

⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

s = 300 mm < Min(4bw,600) = Min(800, 600) = 600 mm ∴ O.K.

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1{,}000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2$$

사용철근량 2 × D 16 = 2 × 198.60 = 397.20 mm^2

∴ O.K.

4.9.2 외측 거더(G1)

(1) 하중 단계별 단면력 및 계수하중

단면위치 / 하중단계	단 부		H 지점		L/4 지점	
	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트
빔 자 중 (D_0)	336.83	-4.12	241.50	675.10	131.86	1,336.63
바 닥 판 (D_1)	212.91	-1.76	172.18	450.72	108.92	963.72
포장, 방호벽 (D_2)	484.67	-26.23	377.40	1,021.03	197.35	2,142.41
활 하 중 (LL)	524.88	217.11	465.67	1,242.01	329.71	2,729.21
1.35 x D + 1.85 x LL	2,367.48	358.31	1,929.44	5,195.97	1,201.44	11,046.76
1.6 x (D + LL)	2,494.86	296.01	2,010.80	5,422.18	1,228.54	11,475.14
계수 하중	2,494.86	358.31	2,010.80	5,422.18	1,228.54	11,475.14

(2) 위험단면 1 h = 2,350 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 5,113,910.00 N

h = 2,350.00 mm

b = 1,000.00 mm

b_w = 577.00 mm

A_4 = 1,496,484.10 mm^2

y_{b4} = -1,208.24 mm

I_{A4} = 766,277,908,967.00 mm^4

e_p = -1,563.24 mm

d_p = 2,350.00 - (137 + 297 + 526 + 815 + 0) / 5

= 1,995.00 mm > 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 1,995.00 mm

V_D = 241.50 + 172.18 + 377.40 = 791.08 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} \left(0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{5,113,910.00}{1,496,484.10} + \frac{5,113,910.00 \times -1,563.24 \times -1,208.24}{766,277,908,967.00}$$

= 16.02 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

f_d = M_{D0} x y_{b4} / I_{A4}

= $\frac{675.10 \times 1{,}000{,}000.00 \times -1{,}208.24}{766{,}277{,}908{,}967.00}$

= -1.06 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

M_{cr} = $\frac{766{,}277{,}908{,}967.00}{1{,}208.24}$ x (0.5 x √ 40.00 + 16.02 + -1.06)

= 12,837.86 kN-m

V_{ci} = 0.05 x √ 40.00 x 577.00 x 1,995.00

+ 791,077.00 + ($\frac{2{,}010{,}800.00 \times 12{,}837.86}{5{,}422.18}$)

= 5,915,975.32 N > 0.14 √ (f_{ck}) × b_w × d_p

= 0.14 √ 40.00 × 577.00 × 1,995.00

= 1,019,240.67 N

∴ V_{ci} = 5,915.98 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √ (f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

f_{pc} = $\frac{P_e}{A_4}$ = $\frac{5{,}113{,}910.00}{1{,}496{,}484.10}$ = 3.42 MPa

긴장재 배치각도 α = ∑ 2 a × (x - k) / 5 EA

= 0.102 rad

V_p = 5,113,910.00 x sin 0.102 = 520,714.80 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 3.42) x 577.00 x 1,995.00

+ 520,714.80

= 3,813,043.03 N = 3,813.04 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 3,813.04 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u = 2,010.80 kN

ϕ V_c / 2 = 0.85 x 3,813.04 / 2 = 1,620.54 kN

ϕ V_c = 0.85 x 3,813.04 = 3,241.08 kN

∴ 최소전단철근필요

s = 300 mm < Min(0.75h, 600) = Min(1763, 600) = 600 mm ∴ O.K.

A_v = 0.35 x $\frac{b_w \times s}{f_y}$ = 0.35 x $\frac{577.00 \times 300.00}{300.00}$ = 201.95 mm^2

사용철근량 2 x D 13 = 2 x 126.70 = 253.40 mm^2

∴ O.K.

(3) 위험단면 2 h = 6,000 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 5,113,910.00 N

h = 2,350.00 mm

b = 1,000.00 mm

b_w = 200.00 mm

A_4 = 877,477.10 mm^2

y_{b4} = -1,145.73 mm

I_{A4} = 629,287,619,421.00 mm^4

e_p = -1,318.53 mm

d_p = 2,350.00 - (125 + 130 + 208 + 401 + 0) / 5

= 2,177.20 mm > 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 2,177.20 mm

V_D = 131.86 + 108.92 + 197.35 = 438.13 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} \left(0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{5,113,910.00}{877,477.10} + \frac{5,113,910.00 \times -1,318.53 \times -1,145.73}{629,287,619,421.00}$$

= 18.10 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$f_d = M_{D0} \times y_{b4} / I_{A4}$$

$$= \frac{1,336.63 \times 1,000,000.00 \times -1,145.73}{629,287,619,421.00}$$

= -2.43 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$M_{cr} = \frac{629,287,619,421.00}{1,145.73} \times (0.5 \times \sqrt{} 40.00 + 18.10 + -2.43)$$

= 13,012.89 kN-m

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{} 40.00 \times 200.00 \times 2,177.20 + 438,128.00 + \left(\frac{1,228,540.00 \times 13,012.89}{11,475.14} \right)$$

= 1,968,999.28 N > $0.14 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p$

= $0.14 \sqrt{} 40.00 \times 200.00 \times 2,177.20$

= 385,555.01 N

∴ V_{ci} = 1,969.00 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √(f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

$f_{pc} = \frac{P_e}{A_4} = \frac{5{,}113{,}910.00}{877{,}477.10}$ = 5.83 MPa

긴장재 배치각도 α = ∑ 2 a × (x − k) / 5 EA

= 0.026 rad

V_p = 5,113,910.00 x sin 0.026 = 132,946.68 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 5.83) x 200.00 x 2,177.20

+ 132,946.68

= 1,693,180.91 N = 1,693.18 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 1,693.18 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u = 1,228.54 kN

ϕ V_c / 2 = 0.85 x 1,693.18 / 2 = 719.60 kN

ϕ V_c = 0.85 x 1,693.18 = 1,439.20 kN

∴ 최소전단철근필요

s = 300 mm < Min(0.75h, 600) = Min(1763, 600) = 600 mm ∴ O.K.

$A_v = 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00}$ = 201.95 mm^2

사용철근량 2 x D 13 = 2 x 126.70 = 253.40 mm^2

∴ O.K.

(4) 수평전단 설계 – 합성거더 휨부재

① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{484,670}{1,000.00 \times (2,630 - 711.400)} = 0.253 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{524,880}{1,000.00 \times (2,630 - 711.400)} = 0.274 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{17,075 + (-186,720)}{1,000.00 \times 2,000} = -0.085 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

ΔT = 5 ℃ (바닥판과 기타부분의 온도차) [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

V_t = α × ΔT × E × A

= 0.00001 × 5 × 27,537,000 × 0.280 × 2.000

= 771.036 kN

$$\tau_t = \frac{771,036}{1,000.00 \times 2,000} = 0.386 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

– 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

τ_u = 1.35 τ_d + 1.85 τ_l 또는 1.35 τ_d + 1.4 τ_l + 1.35(τ_{c+s} 중에서 큰 값

= 1.35 × 0.253 + 1.85 × 0.274 = 0.848 MPa

= 1.35 × 0.253 + 1.40 × 0.274

+ 1.35 × (−0.085 + 0.386) = 1.132 MPa

∴ τ_u = 1.132 MPa < ϕ 2.45 = **0.85** × 2.45 = 2.083 MPa

∴ 최소 전단연결재 설치 [철도설계기준(노반편) 10.6.6]

⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

s = 300 mm < Min(4bw,600) = Min(800, 600) = 600 mm ∴ O.K.

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1,000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2$$

사용철근량 2 × D 16 = 2 × 198.60 = 397.20 mm^2

∴ O.K.

4.9.3 중앙 거더(G3)

(1) 하중 단계별 단면력 및 계수하중

단면위치 / 하중단계	단 부		H 지점		L/4 지점	
	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트
빔 자 중 (D_0)	336.83	-4.12	241.50	675.10	131.86	1,336.63
바 닥 판 (D_1)	186.25	-1.49	151.70	395.60	98.05	851.40
포장, 방호벽 (D_2)	365.52	12.76	510.01	1,382.14	198.17	1,864.52
활 하 중 (LL)	614.81	17.04	305.28	855.56	302.05	2,916.92
1.4 x D + 2.0 x LL	2,473.66	44.09	1,875.06	5,145.10	1,203.41	11,507.40
1.7 x (D + LL)	2,555.80	41.13	2,054.43	5,624.29	1,241.22	11,848.09
계수 하중	2,555.80	44.09	2,054.43	5,624.29	1,241.22	11,848.09

(2) 위험단면 1 h = 2,350 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 5,109,620.00 N

h = 2,350.00 mm

b = 1,000.00 mm

b_w = 577.00 mm

A_4 = 1,496,484.10 mm^2

y_{b4} = -1,208.24 mm

I_{A4} = 766,277,908,967.00 mm^4

e_p = -1,563.24 mm

d_p = 2,350.00 - (137 + 297 + 526 + 815 + 0) / 5

= 1,995.00 mm > 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 1,995.00 mm

V_D = 241.50 + 151.70 + 510.01 = 903.21 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} \left(0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{5{,}109{,}620.00}{1{,}496{,}484.10} + \frac{5{,}109{,}620.00 \times -1{,}563.24 \times -1{,}208.24}{766{,}277{,}908{,}967.00}$$

= 16.01 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

f_d = M_{D0} x y_{b4} / I_{A4}

= $\frac{675.10 \times 1{,}000{,}000.00 \times -1{,}208.24}{766{,}277{,}908{,}967.00}$

= −1.06 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

M_{cr} = $\frac{766{,}277{,}908{,}967}{1{,}208.24}$ x (0.5 x √ 40.00 + 16.01 + −1.06)

= 12,831.51 kN-m

V_{ci} = 0.05 x √ 40.00 x 577.00 x 1,995.00

+ 903,211.00 + ($\frac{2{,}054{,}430.00 \times 12{,}831.51}{5{,}624.29}$)

= 5,954,295.20 N > 0.14 √ (f_{ck}) × b_w × d_p

= 0.14 √ 40.00 × 577.00 × 1,995.00

= 1,019,240.67 N

∴ V_{ci} = 5,954.30 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √ (f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

f_{pc} = $\frac{P_e}{A_4}$ = $\frac{5{,}109{,}620.00}{1{,}496{,}484.10}$ = 3.41 MPa

긴장재 배치각도 α = ∑ 2 a × (x − k) / 5 EA

= 0.102 rad

V_p = 5,109,620.00 x sin 0.102 = 520,277.98 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 3.41) x 577.00 x 1,995.00

+ 520,277.98

= 3,809,152.87 N = 3,809.15 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 3,809.15 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u = 2,054.43 kN

ϕ V_c / 2 = 0.85 x 3,809.15 / 2 = 1,618.89 kN

ϕ V_c = 0.85 x 3,809.15 = 3,237.78 kN

∴ 최소전단철근필요

s = 300 mm < Min(0.75h, 600) = Min(1763, 600) = 600 mm ∴ O.K.

A_v = 0.35 x $\frac{b_w \times s}{f_y}$ = 0.35 x $\frac{577.00 \times 300.00}{300.00}$ = 201.95 mm^2

사용철근량 2 x D 13 = 2 x 126.70 = 253.40 mm^2

∴ O.K.

(3) 위험단면 2 h = 6,000 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 5,109,620.00 N

h = 2,350.00 mm

b = 1,000.00 mm

b_w = 200.00 mm

A_4 = 877,477.10 mm^2

y_{b4} = -1,145.73 mm

I_{A4} = 629,287,619,421.00 mm^4

e_p = -1,318.53 mm

d_p = 2,350.00 - (125 + 130 + 208 + 401 + 0) / 5

= 2,177.20 mm > 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 2,177.20 mm

V_D = 131.86 + 98.05 + 198.17 = 428.08 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{5,109,620.00}{877,477.10} + \frac{5,109,620.00 \times -1,318.53 \times -1,145.73}{629,287,619,421.00}$$

= 18.09 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$f_d = M_{D0} \times y_{b4} / I_{A4}$$

$$= \frac{1,336.63 \times 1,000,000.00 \times -1,145.73}{629,287,619,421.00}$$

= -2.43 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$M_{cr} = \frac{629,287,619,421.00}{1,145.73} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 18.09 + -2.43)$$

= 13,007.40 kN-m

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,177.20 + 428,079.00 + (\frac{1,241,220.00 \times 13,007.40}{11,848.09})$$

= 1,928,447.91 N > 0.14 $\sqrt{(f_{ck})}$ × b_w × d_p

= 0.14 √ 40.00 × 200.00 × 2,177.20

= 385,555.01 N

∴ V_{ci} = 1,928.45 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √(f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

$f_{pc} = \frac{P_e}{A_4} = \frac{5{,}109{,}620.00}{877{,}477.10}$ = 5.82 MPa

긴장재 배치각도 α = ∑ 2 a × (x − k) / 5 EA

= 0.026 rad

V_p = 5,109,620 x sin 0.026 = 132,835.15 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 5.82) x 200.00 x 2,177.20

+ 132,835.15

= 1,691,763.06 N = 1,691.76 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 1,691.76 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u						=	1,241.22	kN
ϕ V_c / 2	=	0.85	x	1,691.76	/ 2	=	719.00	kN
ϕ V_c	=	0.85	x	1,691.76		=	1,438.00	kN

∴ 최소전단철근필요

s = 300 mm < Min(0.75h, 600) = Min(1763, 600) = 600 mm ∴ O.K.

$A_v = 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00}$ = 201.95 mm^2

사용철근량 2 x D 13 = 2 x 126.70 = 253.40 mm^2

∴ O.K.

(4) 수평전단 설계 – 합성거더 휨부재

① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{365{,}520}{1{,}000.00 \times (2{,}630 - 1081.200)} = 0.236 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{614{,}810}{1{,}000.00 \times (2{,}630 - 1081.200)} = 0.397 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{-17{,}442 + -199{,}669}{1{,}000.00 \times 2{,}450} = -0.089 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

ΔT = 5 ℃ (바닥판과 기타부분의 온도차) [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

V_t = α × ΔT × E × A

= 0.00001 × 5 × 27,537,000 × 0.280 × 2.450

= 944.519 kN

$$\tau_t = \frac{944{,}519}{1{,}000.00 \times 2{,}450} = 0.386 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

– 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

τ_u = 1.35 τ_d + 1.85 τ_l 또는 1.35 τ_d + 1.4 τ_l + 1.35(τ_{c+s} 중에서 큰 값

= 1.35 × 0.236 + 1.85 × 0.397 = 1.053 MPa

= 1.35 × 0.236 + 1.40 × 0.397

+ 1.35 × (−0.089 + 0.386) = 1.275 MPa

∴ τ_u = 1.275 MPa < ϕ 2.45 = 0.85 × 2.45 = 2.083 MPa

∴ 최소 전단연결재 설치 [철도설계기준(노반편) 10.6.6]

⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

s = 300 mm < Min(4bw,600) = Min(800, 600) = 600 mm ∴ O.K.

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1{,}000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2$$

사용철근량 2 × D 16 = 2 × 198.60 = 397.20 mm^2

∴ O.K.

4.10 사용성 검토

(1) 거더 중앙부 처짐 기준

δ_c = 5 x M x L^2 / (48 x E_c x I)

여기서, L = 24,000.00 mm

E_c = 30,008.00 MPa

- 주행안정성을 위한 허용처짐값

$\delta_L \leq L / 600$

- 승차감 만족을 위한 허용처짐값

설계속도 (V)(km/h)	거더 또는 부재의 경간(m)										
	0~20	25	30	35	40	45	50	55	60~75	80~95	100~120
270<V<350	L /1500	L /1500	L /1600	L /1750	L /1900	L /2100	L /2200	L /2350	L /2500	L /2200	L /1900
200<V≤270	L /1300	L /1400	L /1500	L /1600	L /1700	L /1900	L /2000	L /2100	L /2000	L /1700	L /1400
V≤200	L /1100	L /1200	L /1300	L /1500	L /1500	L /1400	L /1300	L /1200	L /1100	L /800	L /600

$\delta_L \leq L / 1,400$

(2) 내측거더 (G2)

(+ : 상향, − : 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm^4)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	597,770,281,920.00	-5.84	
PS 강선 긴장	-5,759.30	597,770,281,920.00	19.26	
바닥판 타설	1,175.08	629,287,619,421.00	-3.73	
도상, 방호벽 설치	2,671.63	1,219,246,501,045.00	-4.38	
긴장 손실량	1,306.97	1,219,246,501,045.00	-2.14	
계			3.17	
열차 하중	3,426.32	1,219,246,501,045.00	-5.62	O.K

콘크리트의 크리프에 따른 처짐

바닥판 타설 전

δ_{cr1} = (3.0 − 2.2) × (-5.84 + 19.26)

= 10.736 mm

바닥판 타설 후

δ_{cr2} = 2.2 × (-5.84 + -3.73 + -4.38 + 17.12)

= 6.974 mm

활하중에 의한 허용처짐 δ_L = − L / 1,400 = -17.14 mm

(3) 외측거더 (G1)

(+ : 상향, − : 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm^4)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	597,770,281,920.00	-5.84	
PS 강선 긴장	-5,759.30	597,770,281,920.00	19.26	
바닥판 타설	1,305.24	629,287,619,421.00	-4.15	
도상, 방호벽 설치	2,610.85	1,219,246,501,045.00	-4.28	
긴장 손실량	1,301.14	1,219,246,501,045.00	-2.13	
계			2.86	
열차 하중	4,102.61	1,219,246,501,045.00	-6.73	O.K

콘크리트의 크리프에 따른 처짐

바닥판 타설 전

δ_{cr1} = (3.0 − 2.2) × (-5.84 + 19.26)

= 10.736 mm

바닥판 타설 후

δ_{cr2} = 2.2 × (-5.84 + -4.15 + -4.28 + 17.13)

= 6.292 mm

활하중에 의한 허용처짐 δ_L = − L / 1,400 = -17.14 mm

(4) 중앙거더 (G3)

(+ : 상향, − : 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm^4)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	597,770,281,920.00	-5.84	
PS 강선 긴장	-5,759.30	597,770,281,920.00	19.26	
바닥판 타설	1,175.08	629,287,619,421.00	-3.73	
도상, 방호벽 설치	2,709.68	1,296,774,856,393.00	-4.18	
긴장 손실량	1,365.84	1,296,774,856,393.00	-2.11	
계			3.40	
열차 하중	3,477.41	1,296,774,856,393.00	-5.36	O.K

콘크리트의 크리프에 따른 처짐

바닥판 타설 전

δ_{cr1} = (3.0 − 2.2) × (-5.84 + 19.26)

= 10.736 mm

바닥판 타설 후

δ_{cr2} = 2.2 × (-5.84 + -3.73 + -4.18 + 17.15)

= 7.48 mm

활하중에 의한 허용처짐 δ_L = − L / 1,400 = -17.14 mm

(5) 하중단계별 처짐 검토

(+ : 상향, − : 하향)

하중단계	내측거더(G2)	외측거더(G1)	외측거더(G2)
1. 프리스트레스 도입	19.26	19.26	19.26
2. PSC 빔 자중 작용시	13.42	13.42	13.42
3. 합성전 고정하중 작용시	9.69	9.27	9.69
4. 초기 크리프 발생시	20.43	20.01	20.43
5. 합성후 고정하중 작용시	16.15	15.73	16.25
6. 최종 크리프 발생시	22.44	22.02	23.73
7 .활하중 작용시	15.71	15.29	18.37

4.11 강선 신장량

(1) 강선 신장량 기준

강선 신장량

Δl = $(P_j + P_i)$ / 2 x L / (A_p x E_p)

여기서, E_p = 강선의 탄성계수 (MPa) = 200,000.00 MPa

(2) 신장량 계산

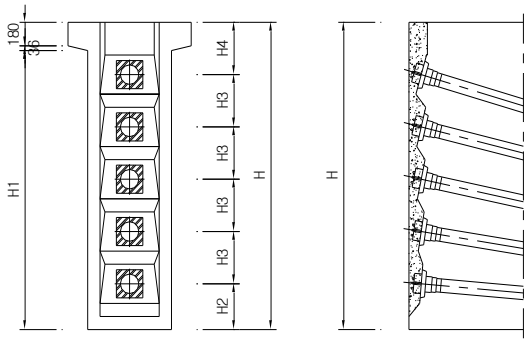
(양단긴장시)

강선	강선길이 L (mm)	강선단면적 A_p (mm^2)	긴장력 P_j (N)	초기손실 ΔP_i (N)	초기긴장력 P_i (N)	신장량 Δl (mm)	비 고
1	24,717.00	987.00	1,392,854.00	154,633.00	1,238,221.00	164.72	
2	24,779.00	987.00	1,392,854.00	176,920.00	1,215,934.00	163.74	
3	24,863.00	987.00	1,392,854.00	200,598.00	1,192,256.00	162.80	
4	24,638.00	987.00	1,392,854.00	214,524.00	1,178,330.00	160.46	
5	25,037.00	987.00	1,392,854.00	222,884.00	1,169,970.00	162.53	

4.12 정착부 설계

(1) 설계조건

① 설계단면



H = 2,350 mm
$H1$ = 2,134 mm
$H2$ = 350 mm
$H3$ = 400 mm
b = 680 mm

강선 번호	높이 (mm)	Jacking Force P_j (N)	유효긴장력 P_e (N)	입사각 α (도)	수평분력 P_{hj} (N)	수직분력 P_{vj} (N)
1	350	1,392,850.00	1,062,061.35	4.02	1,389,423.09	97,645.31
2	750	1,392,850.00	1,039,774.89	8.15	1,378,782.66	197,457.57
3	1,150	1,392,850.00	1,016,096.76	12.22	1,361,290.90	294,818.94
4	1,550	1,392,850.00	1,002,170.19	15.08	1,344,885.13	362,374.27
5	1,950	1,392,850.00	993,810.30	16.08	1,338,355.99	385,790.56
합계					6,812,737.77	1,338,086.65

② 정착판 규격

- 정착판 규격 215 mm × 215 mm
- 쉬스관 직경 ϕ 65 mm

(2) 지압응력 검토

① 긴장재 정착 직후

- 허용지압응력

f_{ba} = 0.7 x f_{ci} x $\sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2\right)}$ ≤ 1.1 x f_{ci}

= 0.7 × 32.00 x $\sqrt{\left(160{,}000.00 / 42{,}906.69\right) - 0.2}$

= 42.08 MPa > 1.1 × 32.00 = 35.20 MPa

f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 압축강도 32.00 MPa

A_b' : 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴을 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적 400.00 × 400.00 = 160,000.00 mm^2

A_b : 정착판의 면적 215.00 × 215.00 = 46,225.00 mm^2

A_e : 정착판의 유효면적 A_e - $\Sigma\pi D_i^2 / 4$ = 42,906.69 mm^2

- 실제로 작용하는 지압응력

f_{bf} = P_j / A_e

= 1,392,850.00 / 42,906.69 = 32.46 MPa < 35.20 MPa

∴ O.K

② 프리스트레스 손실 발생후

- 허용지압응력

f_{api} = 0.5 x f_{ck} x √ ($\frac{A_b'}{A_b}$) ≤ 0.9 x f_{ck}

= 0.5 × 40.00 x √ 160,000.00 / 42,906.69

= 38.62 MPa > 0.9 × 40.00 = 36.00 MPa

f_{ck} : 설계기준강도 40.00 MPa

- 실제로 작용하는 지압응력

f_{bf} = P_t / A_e

= 1,062,061.35 / 42,906.69 = 24.75 MPa < 36.00 MPa

∴ O.K

(3) 단부 정착부 보강 철근

① T_{burst}에 대한 보강철근

- 수평방향 파열력 및 보강철근

R_j = 0.25 x F_{j0} x (1 − a_j / b_j)

A_{bj} = R_j / (k_j • $f_{s.lim}$)

(a_j : 정착구 일변길이, b_j : 닮은 사각형 일변길이)

f_y = 300.00 MPa

$f_{s.lim}$ = 2/3 f_y = 200.00 MPa

k_j = 1.0 (외측 PS강재)

1.5 (내측 PS강재)

강선 번호	정착구 a_j(mm)	분포폭 b_j(mm)	수평파열력 R_j (N)	필요철근량 A_{bj} (mm²)	사용 철근량 A_{use} (mm²)	비 고
1	215	400	160,652.04	803.26	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
2	215	400	159,421.75	531.41	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
3	215	400	157,399.26	524.66	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
4	215	400	155,502.34	777.51	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
5	215	400	154,747.41	773.74	D13 x 22 = 2,787.40	O.K

- 수직방향 파열력 및 보강철근

R_j = 0.25 x F_{j0} x (1 − a_j / b_j)

A_{bj} = R_j / (k_j • $f_{s.lim}$)

(a_j : 정착구 일변길이, b_j : 닮은 사각형 일변길이)

f_y = 300.00 MPa

$f_{s.lim}$ = 2/3 f_y = 200.00 MPa

k_j = 1.0 (외측 PS강재)

1.5 (내측 PS강재)

강선 번호	정착구 a_j(mm)	분포폭 b_j(mm)	수직파열력 R_j (N)	필요철근량 A_{bj} (mm²)	사용 철근량 A_{use} (mm²)	비 고
1	215	400	11,290.24	56.45	D13 x 5 = 633.50	O.K
2	215	400	22,831.03	76.10	D13 x 5 = 633.50	O.K
3	215	400	34,088.44	113.63	D13 x 5 = 633.50	O.K
4	215	400	41,899.52	209.50	D13 x 5 = 633.50	O.K
5	215	400	44,607.03	223.04	D13 x 5 = 633.50	O.K

② T_{spall}에 대한 보강철근

T_{spall} = 0.04 x F_{j0} = 0.04 x 1,392,850.00 = 55,714.00 N

A_{s2} = T_{spall} / $f_{s.lim}$

= 55,714.00 / 200.00 = 278.57 mm²

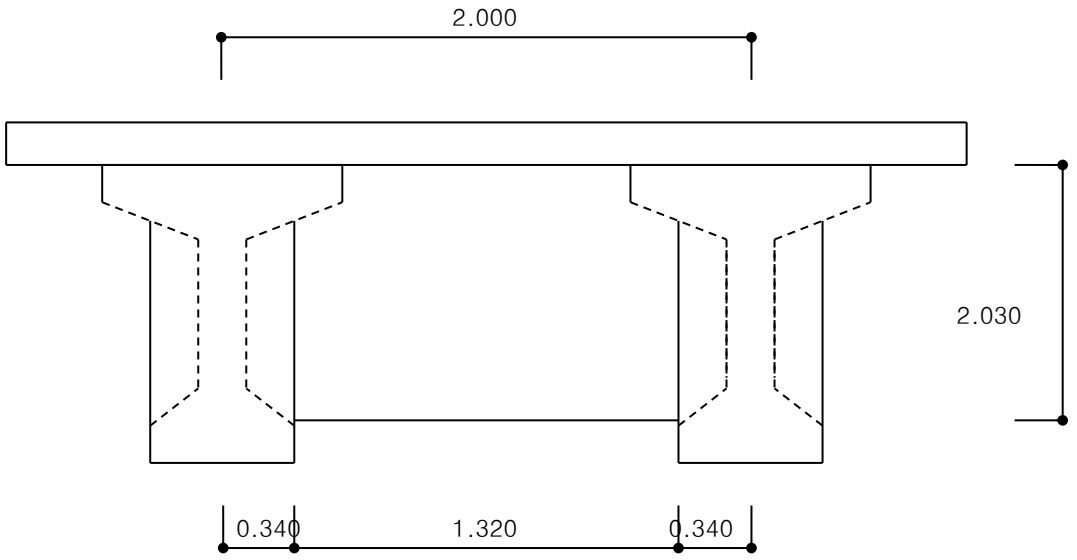
A_{use} = D16 − 4 = 794.40 x 4

= 3,177.60 mm² > 278.57 mm²

∴ O.K

5. 가로보 설계

5.1 가로보 제원



가로보 길이	L_c	=	1.320	m	가로보 간격	L_i	=	12.000	m
가로보 높이	H_c	=	2.030	m	바닥판 두께	t_s	=	0.280	m
가로보 폭	B_c	=	0.300	m	도상 두께	t_a	=	0.565	m
궤도중량	P_{tr}	=	3.000	kN/m	방수 두께	t_a	=	0.000	m
하중분포폭	L_s	=	3.428	m					

5.2 하중 산정

(1) 고정하중

① 슬 래 브	w_{sl}	=	0.280	x	12.000	x	24.500	=	82.320	kN/m
② 가로보 자중	w_{cr}	=	2.030	x	0.300	x	24.500	=	14.921	kN/m
							w_{d1}	=	97.241	kN/m
③ 궤 도	w_{tr}	=	3.000	/	3.428	x	12.000	=	10.503	kN/m
④ 도 상	w_{ba}	=	0.565	x	12.000	x	19.000	=	128.820	kN/m
							w_{d2}	=	139.323	kN/m

(2) 활하중

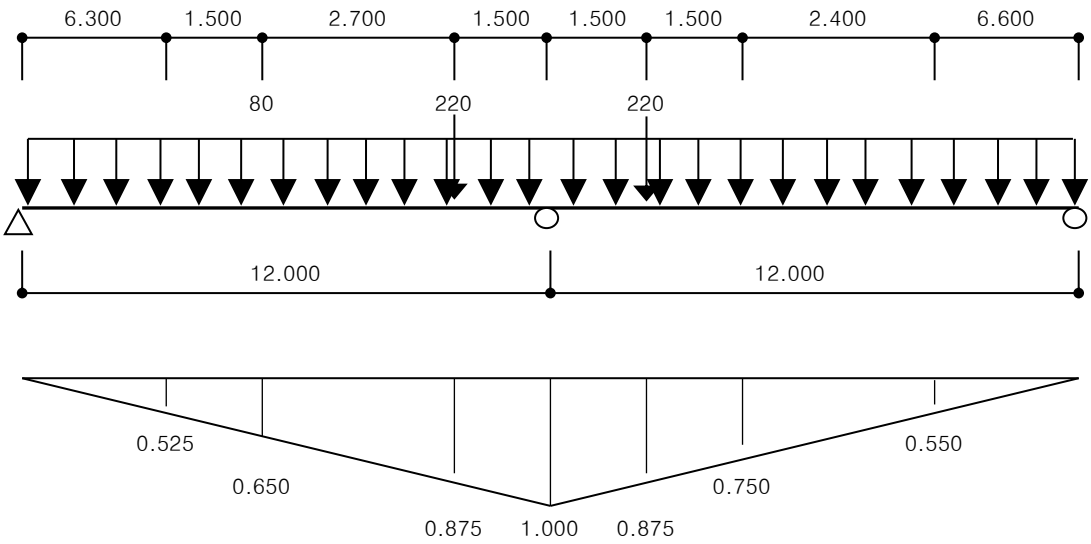
① 충격계수

4 m < l ≤ 39 m

i = 125 / √ l = 125 / √ 12.000 = 36.950 %

= 0.370

② KL2012하중



P_L = 220.00 x 0.875 + 220.00 x 0.875 = 385.00 kN

P_{L1} = 80.00 x 12.000 x 0.50 x 2 = 960.00 kN

w_{li} = (385.00 + 960.00) 1.37 / 3.43

= 537.61 kN/m

5.3 단면력 계산

하중 단계	전단력 (kN)	모멘트 (kN・m)	비 고
합성전 고정하중($D1$)	64.179	21.179	
합성후 고정하중($D2$)	91.953	30.345	
합 계 (DL)	156.132	51.524	
열 차 하 중 (L)	354.823	117.091	

5.4 하중 조합

M_u = 1.35 x M_d + 1.85 x M_L

= 1.35 x 51.524 + 1.85 x 117.091 = 286.18 kN-m

= 1.6 x M_d + 1.6 x M_L

= 1.6 x 51.524 + 1.6 x 117.091 = 269.78 kN-m

V_u = 1.35 x S_d + 1.85 x S_L

= 1.35 x 156.132 + 1.85 x 354.823 = 867.20 kN

= 1.6 x S_d + 1.6 x S_L

= 1.6 x 156.132 + 1.6 x 354.823 = 817.53 kN

5.5 휨 설계

(1) 설계 조건

계수 하중 모멘트	M_u	=	286,180,000.00	N-mm
계수 하중 전단력	M_u	=	867,200.00	N
콘크리트 설계기준 강도	f_{ck}	=	30.00	MPa
철근 항복 강도	f_y	=	300.00	MPa
휨강도 감소 계수	Φ_b	=	0.90	
전단 강도 감소 계수	Φ_v	=	0.85	
	k_1	=	0.85	
가로보 폭	b_c	=	300.00	mm
단면 높이	h_c	=	2,030.00	mm
유효 높이	d	=	1,950.00	mm
피복 두께	d_c	=	80.00	mm

(2) 필요 철근량 산정

a = f_y x A_s / (0.85 x f_{ck} x b) = 0.0392 A_s

M_n = M_u / Φ_b = f_y x A_s x (d - a / 2) 이므로,

6.00 A_s^2 - 585,000.00 A_s + 317,977,778.00 = 0

필요 철근량	A_s			=	546.62	mm^2
단면 철근비	ρ	=	A_s / (b x d)	=	0.00093	
최대 철근비	ρ_{max}	=	0.75 x 0.85 x k_1 x f_{ck} / f_y x 600 / (600 +f_y)	=	0.03613	
최소 철근비	ρ_{min1}	=	max (1.4 / f_y , 0.25 x √(f_{ck}) / f_y)	=	0.00467	
단면 철근비	ρ_{min2}	=	4/3 x A_s / (b x d)	=	0.00125	
최소 철근량	A_{s_min}	=	min (ρ_{min1} , ρ_{min2}) x b x d	=	731.25	mm^2

(3) 사용 철근량 A_{s_use} = D25 @ 2 = 1,013.40 mm^2

(4) 철근비 검토 ρ_{use} = A_{s_use} / (b x d) = 0.00173

∴ O.K

(5) 휨강도 검토

a = f_y x A_{s_use} / (0.85 x f_{ck} x b) = 39.74 mm

$\Phi_b \cdot M_n$ = Φ_b x [A_s x f_y x (d - a / 2)]

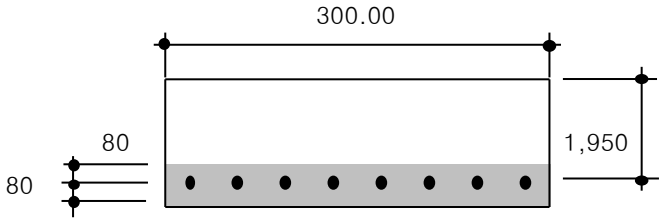
= 528,118,310.34 N-m > M_u = 286,180,000.00 N-m

∴ O.K

(6) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

M_{max} = M_d + M_l = 168.615 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n = E_s / E_c = 7.26

ρ = A_s / (b × d) = 1013.40 / (300.00 × 1950.00) = 0.00173

n ρ = n × ρ = 7.26 x 0.00173 = 0.01256

k = − n ρ + √ ((n ρ)^2 + 2 n ρ) = 0.146

j = 1 − k / 3 = 1 − 0.146 / 3 = 0.951

f_s = M_o / (ρ × j × b × d^2)

= 168,615,000.00 /(0.00173 x 0.951 x 300.00 x 1950.00 ^{2})

= 89.84 MPa < f_{sa} = 150.00 MPa ∴ O.K

- 휨철근 간격 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (주철근직경) / 2

= 80.00 − 25.00 / 2 = 67.500 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c 300 (210/f_s)]

= Min [707.808 , 701.247] = 701.247 mm

∴ s = 180.000 mm < s_a = 701.247 mm ∴ O.K

5.6 전단 설계

L_c / d = 1,320 / 1,950 = 0.7 < 4 ∴ DEEP BEAM 설계

(1) Vc 계산 (콘크리트가 부담하는 전단강도)

V_c = 1 / 6 x $\sqrt{(f_{ck})}$ x b x d = 534,029.49 N

ΦV_c = 0.85 x V_c = 453,925.07 N < V_u = 867,200.00 N

∴ 전단설계

(2) 전단철근량 산정

① 수직철근량

수직철근의 최대간격 : i) 300mm 이하 = 300 mm

ii) d / 5 이하 = 390 mm

∴ = 300 mm > s_v = 200 mm

∴ O.K

A_{v_min} = 0.0025 x b x s_v = 150.0 mm^2

A_{v_use} = 2 – D 19 @ 200 = 2 x 286.50

= 573.00 mm^2 > 150.00 mm^2

∴ O.K

② 수평철근량

수평철근의 최대간격 : i) 300mm 이하 = 300 mm

ii) d / 5 이하 = 390 mm

∴ = 300 mm > s_v = 250 mm

∴ O.K

A_{v_min} = 0.0015 x b x s_v = 112.5 mm^2

A_{v_use} = 2 – D 19 @ 250 = 2 x 286.50

= 573.0 mm^2 > 112.50 mm^2

∴ O.K

③ 전단철근량 검토

(1 + L_c/d) / 12 x A_v / s_v + (11 – L_c/d) / 12 x A_h / s_h

= 0.140 A_v / s_v + 0.860 A_h / s_h = 2.372

(V_u – ΦV_c) / (Φ x f_y x d) = 0.831 < 2.372 ∴ O.K

5.7 가로보 용접 검토

(1) 가로보 주철근

1. 철근의 허용 인장 응력도

(MPa)

구 분	인장 응력 (Fca)	전단 응력 (Va)
SD 300	150	100

– 사용철근

(mm)

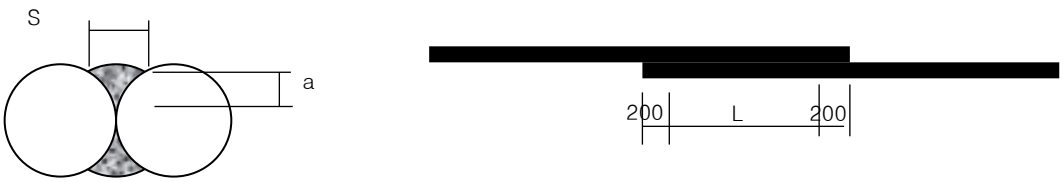
구 분	단면적	지 름
H 25	506.70	25.40

2. 용접의 폭

(mm)

구 분	D 13	D 16	D 19	D 22	D 25	D 29	D 32
폭	6.500	8.000	9.500	11.000	12.500	14.500	16.000

3. 단 면



4. 용접길이 계산 ("철근 플레어 용접이음 설계시공지침(일본)", 재단법인 철도종합기술연구소)

$$\ell = \frac{As \times Fta}{a \times Va} + 2S$$

$$= \frac{506.7}{6.91} \times \frac{150}{100} + 2 \times 12.50$$

$$= 135.056 \text{ mm}$$

As : 철근의 공칭 단면적
Fta : 철근의 인장허용응력
V : 철근의 전단허용응력
a : 0.390 D – 3.0
= 0.390 × 25.4 – 3.00
= 6.906

5. 용접의 최소길이는 직경의 10배 이상이어야 한다

ℓ' = 25.40 × 10 = 254.000 mm
ℓ = 135.056 < 254.000 이므로 254.000 사용

6. 양면 용접이므로

L = 254.000 / 2 = 127.000 mm ≒ 130.000 mm 를 적용함

(2) 가로보 수평철근

1. 철근의 허용 인장 응력도

(MPa)

구 분	인장 응력 (Fca)	전단 응력 (Va)
SD 300	150	80

– 사용철근

(mm)

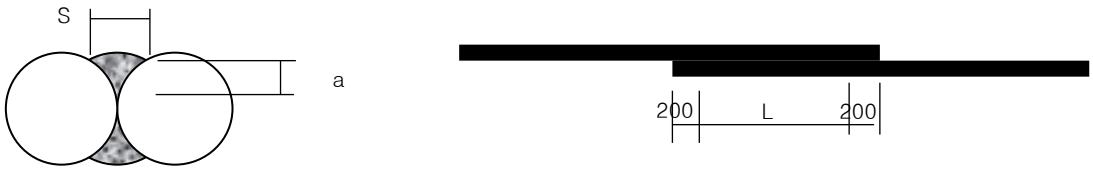
구 분	단면적	지 름
D 19	286.50	19.10

2. 용접의 폭

(mm)

구 분	D 13	D 16	D 19	D 22	D 25	D 29	D 32
폭	6.500	8.000	9.500	11.000	12.500	14.500	16.000

3. 단 면



4. 용접길이 계산 ("철근 플레어 용접이음 설계시공지침(일본)", 재단법인 철도종합기술연구소)

$$\ell = \frac{As \times Fta}{a \times Va} + 2S$$

$$= \frac{286.5}{4.45} = \frac{150}{80} + 2 \times 9.50$$

$$= 139.743 \text{ mm}$$

As : 철근의 공칭 단면적
Fta : 철근의 인장허용응력
V : 철근의 전단허용응력
a : 0.390 D – 3.0
= 0.390 × 19.1 – 3.00
= 4.449

5. 용접의 최소길이는 직경의 10배 이상이어야 한다

ℓ' = 19.10 × 10 = 191.000 mm
ℓ = 139.743 < 191.000 이므로 191.000 사용

6. 양면 용접이므로,

L = 191.000 / 2 = 95.500 mm ≒ 80.000 mm 를 적용함

6. 신축이음 설계

6.1 신축량 계산

(1) 온도변화에 의한 신축량

- 온도변화 (ΔT) = 40 ℃
- 선팽창계수 (α) = 0.00001
- 신축거더 길이 (L) = 24.0 m

$$\Delta L_t = \Delta T \times \alpha \times L$$
$$= 40 \times 0.00001 \times 24.0$$
$$= 0.009600 \text{ m} = 9.600 \text{ mm}$$

(2) 건조수축에 의한 신축량

- 건조수축 및 크리프의 저감계수 (β)

콘크리트의 재령(월)	0.25	0.5	1	3	6	12	24
건조수축, 크리프의 저감계수(β)	0.8	0.7	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

- 건조수축 변형률은 온도변화 -20 ℃의 온도변형과 같다.

$$\Delta L_{sh} = 20 \times \alpha \times \beta \times L$$
$$= 20 \times 0.00001 \times 0.5 \times 24.0$$
$$= 0.002400 \text{ m} = 2.400 \text{ mm}$$

(3) 크리프에 의한 신축량

- 콘크리트의 크리프 계수 (ϕ) = 2.2

$$\Delta L_c = \frac{P_i}{E_c \ A_c} \times \phi \times L \times \beta$$
$$= \frac{18221.01}{27{,}537 \times 4293951.3} \times 2.2 \times 24.0 \times 0.5$$
$$= 0.000004 \text{ m} = 0.004 \text{ mm}$$

(4) 신축여유량

신축장 100m 미만일 경우

$$(\Delta L_t + \Delta L_{sh} + \Delta L_c) \times 20.0 \% + 10.0$$
$$= (9.600 + 2.400 + 0.004) \times 20.0 \% + 10.0$$
$$= 12.401 \text{ mm}$$

(5) 총 신축량

ΔL_1 = 9.600 + 2.400 + 0.004 + 12.401

= 24.405 mm

6.2 가동받침의 가동량 계산

가동받침의 가동량은 고정받침으로부터의 거리 1m당 1.5mm 이상으로 하는 것을 표준으로 함.

ΔL_2 = 1.5 mm/m × 24.0 m

= 36.000 mm

6.3 신축이음장치 선정

설계신축량 = Max (24.405 , 36.000)

= 36.000 mm

적용 신축이음장치 NO. 50 > 36.000 ∴ O.K

2.2 교대공

2.2.1 A1

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 하중계산

4. 안정검토

5. 벽체단면설계

6. FOOTING 설계

7. 교량받침부 검토

8. 주철근 상세

1. 설 계 조 건

가. 형 식 : 역T형 (복선 : 가동) 나. 기 초 : PILE 기초

나. 상부 구조형식 : PSC BEAM

1) 교 량 지 간 : 24.000 m

2) 총 길 이 : 25.045 m

3) PSC BEAM 전장 24.900 m

다. 설 계 하 중

1) 영구하중

가) 원지반 (N = 15 , 토사)

흙자중 (γt) : 19.0 kN/m^3 내부마찰각(φ) = 25 ° (지반조사 보고서 참조)

흙자중 (γs) : 10.0 kN/m^3

나) 배면토

흙자중 (γt) : 20.0 kN/m^3 내부마찰각(φ) = 35 °

흙자중 (γs) : 11.0 kN/m^3

다) 기초저면의 마찰계수 (μ) : 0.299 ; TAN(⅔ · Φ) : 흙과 콘크리트

라) 기초저면의 점착력 (C) : 15.0 kN/㎡ (지반조사 보고서 참조)

2) 표준열차하중 : KRL-2012 (복선)

3) 상부 하중 (상부구조계산서 참조)

가) 고정하중 Rd = 5170.722 kN

나) 활하중 (충격 포함) - 복선 : R(1+i) = 3641.191 kN

다) 활하중 (충격 미포함) - 복선 : RI = 3233.740 kN

4) 지진하중

가) 설계수평진도 : Kh = 0.5AS = 0.5 × 0.154 × 1.2 = 0.0924

(철도설계기준 p.8-103)

나) 상부 관성력 : Kh'= A S = 0.154 × 1.2 = 0.185

다) 설계수직진도 : Kv = 0

5) 슈마찰 계수 : μm = 0.15 (고력황동주물 받침판 받침) "철도설계기준(2013), p8-93"

6) 시동 및 제동하중

가) 제동하중 : 20.00 kN/m × L (m) ≤ 6,000 kN

나) 시동하중 : 33.00 kN/m × L (m) ≤ 1,000 kN

7) 장대레일 종하중

가) 레일신축이음이 없는 경우 : ± 3.0 × L (m) kN (1 레일당)

8) 토압 (안정검토시의 토압은 뒷굽에서부터 연직의 가상면에 작용하는 것으로 가정한다 - Rankine토압 사용

가) 상시토압계수 (Coulomb 식 주동토압계수)

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

나) 지진시토압계수 (Mononobe-Okabe 식 주동토압계수)

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

	상 시			지 진 시		
	안정검토	흉벽	벽체	안정검토	흉벽	벽체
ϕ (흙의 내부마찰각)	35	35	35	35	35	35
Θ	0.000	0.000	0.000	5.279	5.279	5.279
β (배 면 각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
δ (흙의 배면마찰각)	0.000	11.667	11.667	0.000	0.000	0.000
α (배면 뒷채움각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
i (뒷채움 흙의 경사각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
토 압 계 수 (Ka,Kae)	0.271	0.251	0.251	0.323	0.323	0.323

라. 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 : fck = 30 MPa

나) 탄 성 계 수 : 8500 × 3√(fck+4) = 27536 MPa

다) 단 위 중 량 : w = 24.5 kN/m3

2) 철 근

가) 항복응력 : fy = 400 MPa

나) 허용응력 : fsa = 180 MPa

나) 탄성계수 : Es = 200,000 MPa

마. 참고문헌

▣ 철도설계기준(노반편) 개정(안) (한국철도시설공단,2013) (KRL2012 하중 반영)

▣ 철도설계기준 (한국철도시설공단, 2004, 2011)

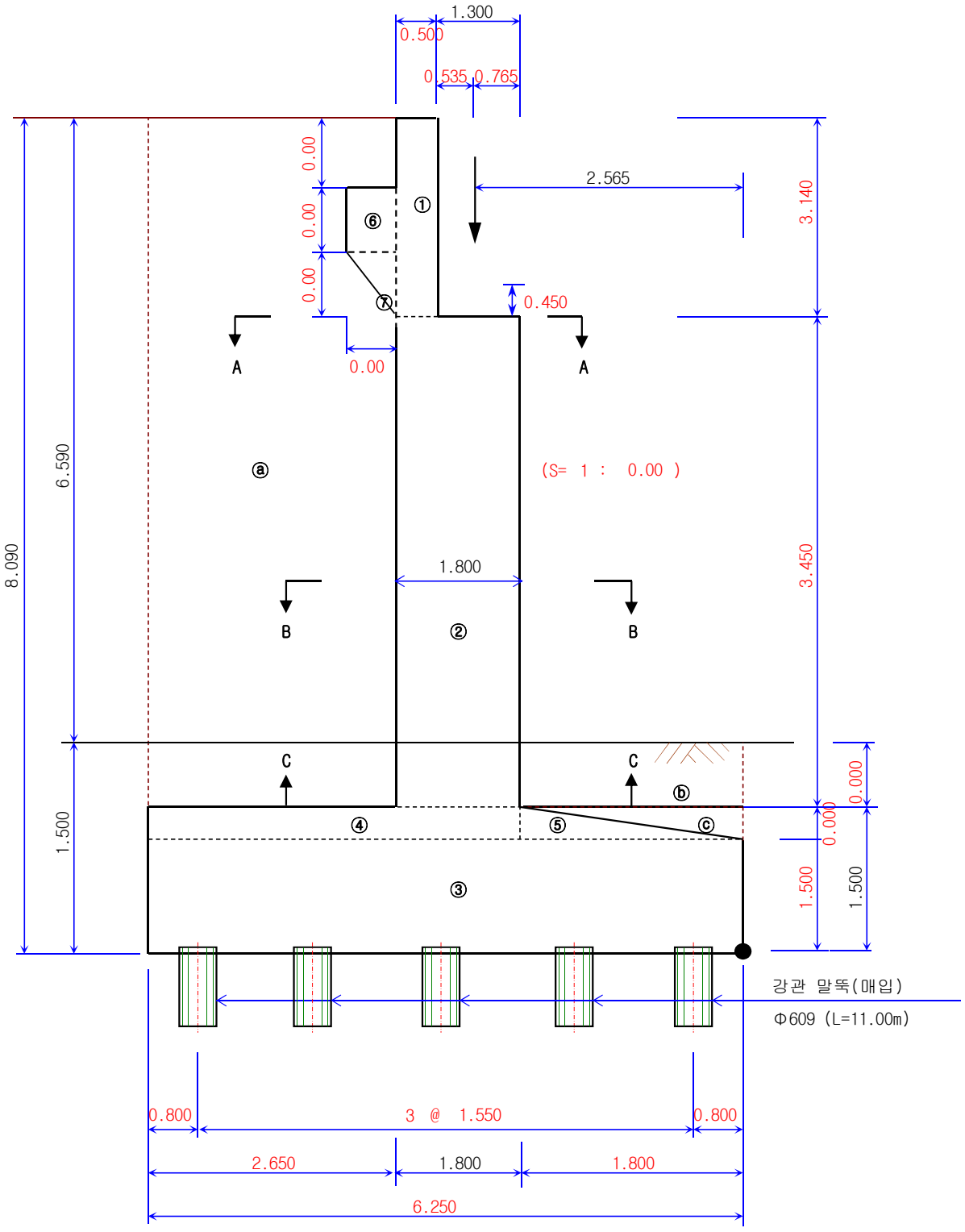
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2007)

▣ 콘크리트구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단 면 가 정

◎ 구 체 폭 : L = 10.900 m
◎ 기 초 폭 : L' = 10.900 m
◎ 지하 수위 : GL = (-) 10.000 m



3. 하 중 계 산

가. 교대 및 배면토 자중

1) 체 적

①	0.500	×	3.140	×	10.900		=	17.11 ㎥
②	1.800	×	3.450	×	10.900		=	67.69 ㎥
③	1.500	×	6.250	×	10.900		=	102.19 ㎥
④	0.000	×	4.450	×	10.900		=	0.00 ㎥
⑤	0.000	×	1.800	×	10.900	/ 2	=	0.00 ㎥
⑥	0.000	×	0.000	×	10.900		=	0.00 ㎥
⑦	0.000	×	0.000	×	10.900	/ 2	=	0.00 ㎥
ⓐ	2.650	×	6.590	×	10.900		=	190.35 ㎥
ⓑ	1.800	×	0.000	×	10.900		=	0.00 ㎥
ⓒ	0.000	×	1.800	×	10.900	/ 2	=	0.00 ㎥

2) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
교대자중	①	17.11	24.50	419.27	3.35	1404.55	38.74	6.52	252.59
	②	67.69	24.50	1658.38	2.70	4477.63	153.23	3.23	494.18
	③	102.19	24.50	2503.59	3.13	7823.73	231.33	0.75	173.50
	④	0.00	24.50	0.00	4.03	0.00	0.00	1.50	0.00
	⑤	0.00	24.50	0.00	1.20	0.00	0.00	1.50	0.00
	⑥	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	8.09	0.00
	⑦	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	8.09	0.00
	계	186.99		4581.24		13705.91	423.31		920.27
토사	ⓐ	190.35	20.00	3807.04	4.93	18749.69	351.77	4.80	1686.74
	ⓑ	0.00	20.00	0.00	0.90	0.00	0.00		
	ⓒ	0.00	20.00	0.00	0.60	0.00	0.00		
	계	190.35		3807.04		18749.69	351.77		1686.74

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

- Rd = = 5170.72 kN
- x = = 2.57 m

2) 활하중 반력 (충격 포함)

- $R_l(I+i)$ = 3641.19 kN
- x = = 2.57 m

다. 부력

- Vw = 6.250 × (186.293 − 194.793) × 10.900 × γw = 0.000 kN
- Mvw = Vw × (6.250 / 2) = 0.000 kN · m

라. 상재하중

1) 상재 고정하중

Vd = 15.0 × (2.650 + 0.500) × 10.900 = 515.03 kN
Xc = 6.250 − (2.650 + 0.500) / 2 = 4.68 m
Yc = 1.500 + 3.450 + 3.140 = 8.09 m
MVd = Vd × Xc = 2407.74 kN · m
Hd = Vd × 0.092 = 47.59 kN
MHd = Hd × Yc = 384.99 kN · m

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

ql1 = (220.0 / 3.00 + 80.0) / 10.900 = 14.07 kN/㎡
Vql1 = 14.067 × (2.650 + 0.500) × 10.900 = 483.00 kN
MVql1 = Vql1 × Xc = 2258.03 kN · m

마. 슈에 작용하는 수평하중

- 고정측 : T-1/2 μm Rm (단 Tf 는 1/2 T 이상)
- 가동측 : μm Rm (단 Tm 은 1/2 T 이하) 적용!!

여기서 T : 교량거더로부터의 전수평력
Rm : 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

1) 제동하중

T (전체제동하중) = 20.000 × 25.05 = 500.90 kN ≤ 6000.0 kN

2) 시동하중

T (전체시동하중) = 33.000 × 25.05 = 826.49 kN ≤ 1000.0 kN

3) 가동단에 작용하는 수평력

Rm (지점 반력) = 5170.722 + 3233.740 = 8404.46 kN
Tm (가동단수평력) = 0.15 × 8,404.462
= 1260.669 > 413.243 (= 1/2 T)
Tmb (설계수평력) = 413.243 kN (Tm은 1/2T 이하)

4) 장대레일 종하중 (3.0 kN/m - 1레일당)

가) 고정하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 2 (복선) = 300.54 kN
Rm (지점 반력) = 5170.722 = 5170.72 kN
Tm (가동단수평력) = 0.15 × 5,170.722
= 775.608 > 150.270 (= 1/2 T)
Tmb (설계수평력) = 150.270 kN (Tm은 1/2T 이하)

나) 활하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 2 (복선) = 300.54 kN

Rm (지 점 반 력) = 5170.722 + 3641.191 = 8811.91 kN

Tm (가동단수평력) = 0.15 × 8,811.913

= 1321.787 > 150.270 (= 1/2 T)

Tmb (설계수평력) = 150.270 kN (Tm은 1/2T 이하)

바. 토압 (지진시 활하중 L=배면과재 등분포하중)

- qd = 15.00 kN/㎡
- ql = 14.07 kN/㎡

1) 상시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Pa_{1d}(고정하중에 의한 수평력)

= Ka × qd × H × L = 0.271 × 15.000 × 8.090 × 10.900 = 358.44 kN

Pa_{1l}(활하중에 의한 수평력)

= Ka × ql × H × L = 0.271 × 14.067 × 8.090 × 10.900 = 336.15 kN

y_1 = H / 2 = 4.05 m

나) 토압

h_1 = 8.090 m (지하수면 이상)

h_2 = 0.000 m (지하수면 이하)

- 지하수면 이상

Pa_2 = 1/2 × Ka × γt × h_1^2 × L

= 0.500 × 0.271 × 20.00 × 65.45 × 10.900 = 1933.20 kN

y_2 = h_1 / 3 + h_2 = 2.70 m

- 지하수면 이하

Pa_3 = Ka × γt × h1 × h_2 × L

= 0.271 × 20.00 × 8.09 × 0.000 × 10.900 = 0.00 kN

y_3 = h_2 / 2 = 0.00 m

Pa_4 = 1/2 × Ka × γs × h_2^2 × L

= 0.500 × 0.271 × 11.00 × 0.000 × 10.900 = 0.00 kN

y_4 = h_2 / 3 = 0.00 m

2) 지진시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Paed = Kae × qd × H × L

= 0.323 × 15.000 × 8.090 × 10.900 = 427.34 kN

ye_1 = H / 2 = 4.05 m

Paed = Kae × ql × H × L

= 0.323 × 14.067 × 8.090 × 10.900 = 400.77 kN

ye_1 = H / 2 = 4.05 m

나) 토압

Pae_2 = 1/2 × Kae × (1-Kv) × γt × H^2 × L

= 0.500 × 0.323 × (1- 0.000) × 20.00 × 65.45 × 10.900

= 2304.80 kN

ye_2 = H / 2 = 4.05 m

사. 온도하중

: 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다(받침 마찰계수 ; 0.150)

ⓐ 상부고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

T_{s1} = 1112.706 × 0.150 = 166.906 kN

T_{s2} = 983.280 × 0.150 = 147.492 kN

T_{s3} = 978.750 × 0.150 = 146.813 kN

T_{s4} = 983.280 × 0.150 = 147.492 kN

T_{s5} = 1112.706 × 0.150 = 166.906 kN

▶ $\sum T_u$ (복선재하시) = 775.608 kN

아. 지진하중

내진계산서

구분		교 축	교 직
교대	①	0.000	281.441
	②	0.000	284.679
	③	0.000	285.963
	④	0.000	284.679
	⑤	0.000	281.441
	⑥	0.000	0.000
	⑦	0.000	0.000
	⑧	0.000	0.000

4. 안 정 검 토

4.1 하중조합

- 하 중 조 합 (고정하중에는 부력을 포함하며, 장대레일종하중은 고려하지 않는다(철도설계기준 p.11-16)

LOAD CASE 1 : 고정하중 + 토압

LOAD CASE 2 : 고정하중(상부하중 제외) + 상재활하중(10kN/m^2) + 토압

LOAD CASE 3 : 고정하중 + 토압 + 열차하중

LOAD CASE 4 : 고정하중 + 토압 + 열차하중 + (시동 또는 제동하중)

LOAD CASE 5 : 고정하중 + 토압 + 열차하중 + 온도하중

LOAD CASE 6 : 고정하중 + 토압 + 지진하중 + 열차하중

가. LOAD CASE 1 = 고정하중 + 토압

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	-	2407.742	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		14074.033		48126.238	2291.643		6663.098

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (48126.238 - 6663.098) / 14074.033 - 6.250 / 2

= -0.179 m

Mo = 14074.033 x 0.1789 = 2518.212 kN·m

나. LOAD CASE 2 = 고정하중(상부하중 제외) + 상재활하중(10kN/m^2) + 토압

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	343.350	-	1605.161	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	238.962	4.045	966.600
토 압		-	-	-	1933.200		5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		8731.636		34060.755	2172.162		6179.798

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (34060.755 - 6179.798) / 8731.636 - 6.250 / 2
= 0.068 m
Mo = 8731.636 x 0.0681 = 594.596 kN · m

다. LOAD CASE 3 = 고정하중 + 토압 + 열차하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.565	8294.543	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	-	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17790.773		58678.805	2627.797		8022.841

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (58678.805 - 8022.841) / 17790.773 - 6.250 / 2
= -0.278 m
Mo = 17790.773 x 0.2777 = 4940.200 kN · m

라. LOAD CASE 4 = 고정하중 + 토압 + 열차하중 (시동 또는 제동하중)

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.565	8294.543	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	-	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	413.243	5.400	2231.510
합 계		17790.773		58678.805	3041.040		10254.351

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58678.805 - 10254.351) / 17790.773 - 6.250 / 2

= -0.403 m

Mo = 17790.773 x 0.4031 = 7171.709 kN · m

마. LOAD CASE 5 = 고정하중 + 토압 + 열차하중 + 온도하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
	부 력	0.000		0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.565	8294.543	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	-	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	5.400	-
온 도		-	-	-	775.608	5.400	4188.285
합 계		17790.773		58678.805	3403.406		12211.126

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (58678.805 - 12211.126) / 17790.773 - 6.250 / 2

= -0.513 m

M_o = 17790.773 × 0.513 = 9128.485 kN · m

바. LOAD CASE 6 = 고정하중 + 토압 + 지진하중 + 열차하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	423.307	-	920.267
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	351.771	-	1686.741
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	0.000	5.400	0.000
	활 하 중	3233.740	2.565	8294.543	0.000	5.400	0.000
상 재 하 중	고정하중	515.025	-	2407.742	47.588	8.090	384.989
	활 하 중	483.000	-	2258.025	13.389	8.090	108.315
상 재 토 압	PD	-	-	-	427.342	4.045	1728.599
	PL	-	-	-	400.769	4.045	1621.112
토 압		-	-	-	2304.799	4.045	9322.912
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17790.773		58678.805	3968.965		15772.937

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58678.805 - 15772.937) / 17790.773 - 6.250 / 2

= -0.713 m

Mo = 17790.773 x 0.7133 = 12690.295 kN · m

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	14074.033	2291.643	2518.212	-0.179	
LOAD CASE 2	8731.636	2172.162	594.596	0.068	
LOAD CASE 3	17790.773	2627.797	4940.200	-0.278	
LOAD CASE 4	17790.773	3041.040	7171.709	-0.403	축력 최대
LOAD CASE 5	17790.773	3403.406	9128.485	-0.513	모멘트 최대
LOAD CASE 6	17790.773	3968.965	12690.295	-0.713	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

NO	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	17790.773	3041.040	7171.709	-0.403	
2	모멘트 최대시	17790.773	3403.406	9128.485	-0.403	
3	지 진 시	17790.773	3968.965	12690.295	-0.713	

4.3. 말뚝안정검토

4.3.1 상시

가. 설계 조건 (내부굴착강관말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시
° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa
° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
° 말뚝 길이(L) = 11.00 m
° 확대기초 제원
- 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m
° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 허용지지력

- 말뚝의 면적 = 13151 ㎟, 선단폐쇄면적 = 287475 ㎟
- 단면2차모멘트(I) = 5.879E+08 mm^4 , 탄성계수(E) = 210000 Mpa

a) 수직 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
- (상 시) Va = 1696.70 kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
- (상 시) Ha = 173.10 kN

c) 말뚝의 특성치
- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 138835.599 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.50485 1/m

∴ βL = 5.55 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토
- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 2.650 m
- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 57062.705 kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.207 1/m

∴ βλ = 0.55 ≤ 1 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
축 력 최대시	17790.773	3041.040	7171.709	
모멘트 최대시	17790.773	3403.406	9128.485	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

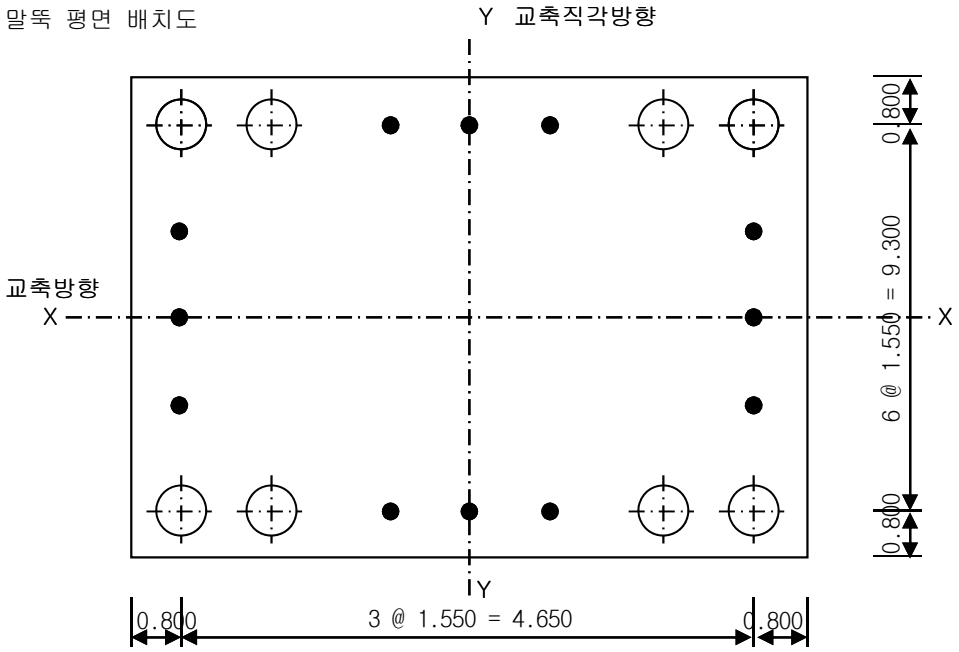
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63546	62936	62936	124662	138836	0.553

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31773	0	0	0	138836	0.553

(1) 축력 최대시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1779292	0	-1762196	3887397	0	15164868

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3041.040	17790.773	7171.709	0.00246069	0.00457653	0.00075885

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00246	0.00634	880.34	108.61	-60.26
2 열	0.00246	0.00516	717.04	108.61	-60.26
3 열	0.00246	0.00399	553.73	108.61	-60.26
4 열	0.00246	0.00281	390.43	108.61	-60.26
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00246	0.00634	880.34	108.61	60.26

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	889646	0	0	3887397	0	11674338

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3041.040	17790.773	7171.709	0.0034183	0.0045765	0.0006143

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00342	0.00600	833.68	108.61	0.00
2 열	0.00342	0.00505	701.48	108.61	0.00
3 열	0.00342	0.00410	569.29	108.61	0.00
4 열	0.00342	0.00315	437.09	108.61	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00342	0.00600	833.68	108.61	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.694	0.00342	60.26	0.00246

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

δ = 3.418 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	108.61	말뚝머리 힌 지	수평력	108.61
	수직력	880.34		수직력	833.68
	모멘트	60.26		모멘트	0.69
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	880.34 kN	1696.70 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	108.61 kN	173.10 kN	O.K

(2) 모멘트 최대시

◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1779292	0	-1762196	3887397	0	15164868

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3403.406	17790.773	9128.485	0.00283525	0.00457653	0.00093141

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00284	0.00674	936.04	-	-
2 열	0.00284	0.00530	735.60	-	-
3 열	0.00284	0.00385	535.17	-	-
4 열	0.00284	0.00281	390.43	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00284	0.00674	936.04	0.00	0.00

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	889646	0	0	3887397	0	11674338

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3403.406	17790.773	9128.485	0.0038256	0.0045765	0.0007819

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00383	0.00639	-	-	-
2 열	0.00383	0.00518	-	-	-
3 열	0.00383	0.00397	-	-	-
4 열	0.00383	0.00276	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00383	0.00639	0.00	0.00	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	0.000	0.00383	0.00	0.00284

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

δ = 3.826 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	0.00	말뚝머리 힌 지	수평력	0.00
	수직력	936.04		수직력	0.00
	모멘트	0.00		모멘트	0.00
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	936.04 kN	1696.70 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	0.00 kN	173.10 kN	O.K

4.3.2 지진시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 지진시
° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa
° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
° 말뚝 길이(L) = 11.00 m
° 확대기초 제원
  - 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m
° 1/β 부근(1.66m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 허용지지력

- 말뚝의 면적 = 13151 ㎟, 선단폐쇄면적 = 287475 ㎟
- 단면2차모멘트(I) = 5.879E+08 mm^4 , 탄성계수(E) = 210000 Mpa

a) 수직 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
 - (지진시) 1841.00 kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
 - (상 시) Ha = 259.60 kN

c) 말뚝의 특성치
- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 138835.599 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.60136 1/m
 ∴ βL = 6.61 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토
- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 2.650 m
- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 57062.705 kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.207 1/m
 ∴ βλ = 0.55 ≤ 1 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (지진시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
지 진 시	17790.773	3968.965	12690.295	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

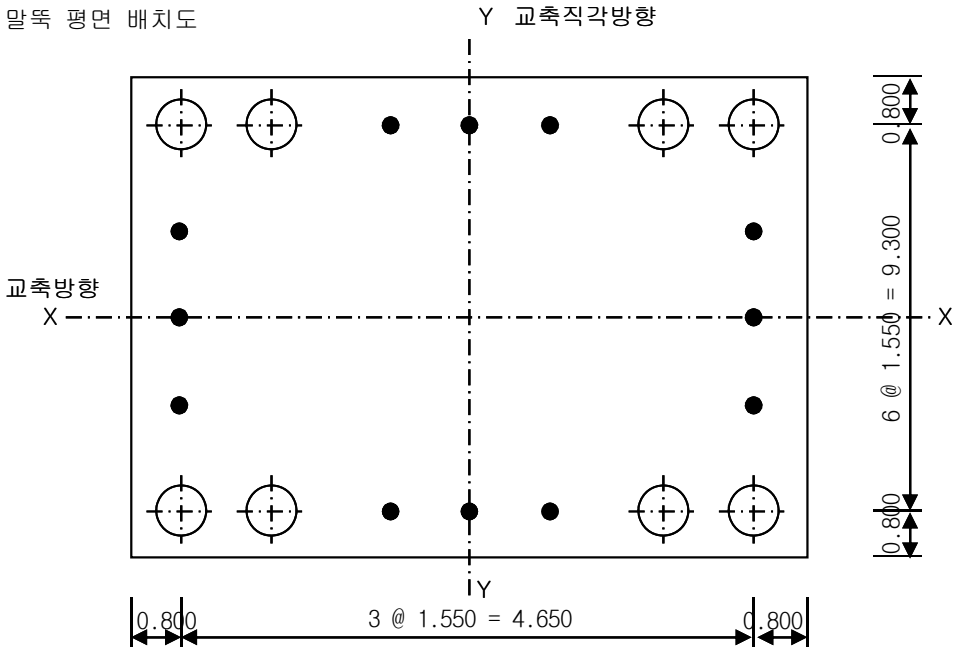
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	107401	89298	89298	148493	138836	0.553

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	53700	0	0	0	138836	0.553

(1) 지진시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	3007227	0	-2500347	3887397	0	15832145

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	3968.965	17790.773	12690.295	0.00228649	0.00457653	0.00116266

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00229	0.00728	1010.68	141.75	-31.53
2 열	0.00229	0.00548	760.48	141.75	-31.53
3 열	0.00229	0.00368	510.29	141.75	-31.53
4 열	0.00229	0.00187	260.09	141.75	-31.53
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00229	0.00728	1010.68	141.75	31.53

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1503613	0	0	3887397	0	11674338

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	3968.965	17790.773	12690.295	0.0026396	0.0045765	0.0010870

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00264	0.00710	986.27	141.75	0.00
2 열	0.00264	0.00542	752.35	141.75	0.00
3 열	0.00264	0.00373	518.42	141.75	0.00
4 열	0.00264	0.00205	284.50	141.75	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00264	0.00710	986.27	141.75	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
지진시	0.013	-0.760	0.00264	31.53	0.00229

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

δ = 2.640 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	141.75	말뚝머리 힌 지	수평력	141.75
	수직력	1010.68		수직력	986.27
	모멘트	31.53		모멘트	0.76
	β	0.601362		β	0.601362

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
지진시	1010.68 kN	1841.00 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
지진시	141.75 kN	259.60 kN	O.K

5. 벽 체 단 면 설 계

5.1 하중조합

- 하중조합

LOAD CASE 1 = 1.35고정하중+1.6토압
LOAD CASE 2 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4장대레일종하중
LOAD CASE 3 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4(시동+제동)+1.4장대레일종하중
LOAD CASE 4 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4온도하중
LOAD CASE 5 = 1.35고정하중+1.6토압+1.85열차하중(충격미포함)
LOAD CASE 6 = 1.6고정하중+1.6토압+1.6열차하중(충격미포함)
LOAD CASE 7 = 1.0고정하중+1.0열차하중(충격미포함)+1.0토압+1.0지진하중

가. 하중계산

1) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
A-A (흉벽)	①	17.113	24.5	419.269	0.250	104.817	38.740	1.570	60.822
	계	17.113	24.5	419.269	-	104.817	38.740	-	60.822
B-B (벽체)	①	17.113	24.5	419.269	0.250	104.817	38.740	3.295	127.650
	②	33.845	24.5	829.190	0.900	746.271	76.617	0.863	66.082
	계	50.958	24.5	1248.459	-	851.088	115.358	-	193.732
C-C (벽체)	①	17.113	24.5	419.269	0.250	104.817	38.740	5.020	194.477
	②	67.689	24.5	1658.381	0.900	1492.542	153.234	1.725	264.329
	계	84.802	24.5	2077.649	-	1597.360	191.975	-	458.806

2) 상 재 하 중

가) 흉벽이 받는 하중 (단면 A-A)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

나) 벽체가 받는 하중 (단면 B-B)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

다) 벽체가 받는 하중 (단면 C-C)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

3) 상 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.251	×	15.000	×	3.14	×	10.900	=	128.783 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	128.783	×	cos δ					=	126.123 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	128.783	×	sin δ					=	26.042 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.251	×	14.067	×	3.14	×	10.900	=	120.775 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	120.78	×	cos δ					=	118.280 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	120.78	×	sin δ					=	24.423 kN
작 용 점 :	y	=	3.14	/	2					=	1.570 m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.251	×	15.000	×	1.725	×	10.900	=	70.749 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	70.749	×	cos (δ+θ)					=	69.287 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	70.749	×	sin (δ+θ)					=	14.307 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.251	×	14.067	×	1.725	×	10.900	=	66.350 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	66.35	×	cos (δ+θ)					=	64.979 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	66.35	×	sin (δ+θ)					=	13.417 kN
작 용 점 :	y	=	1.725	/	2					=	0.863 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.251	×	15.000	×	3.450	×	10.900	=	141.498 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	141.498	×	cos (δ+θ)					=	138.574 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	141.498	×	sin (δ+θ)					=	28.613 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.251	×	14.067	×	3.450	×	10.900	=	132.699 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	132.7	×	cos (δ+θ)					=	129.958 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	132.7	×	sin (δ+θ)					=	26.834 kN
작 용 점 :	y	=	3.45	/	2					=	1.725 m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2	×	0.251	×	20.0	×	3.14 ^2	×	10.900 = 269.586 kN
수평 분력 :	Ph	=	269.586	×	cos δ						= 264.017 kN
수직 분력 :	Pv	=	269.586	×	sin δ						= 54.515 kN
작 용 점 :	y	=	3.14	/	3						= 1.047 m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.251	×	20.0	×	3.14				= 15.753 kN
	P2	=	15.753	+	0.251	×	20.0	×	1.725		= 24.408 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	15.753	+	24.408)	×	1.725	×	10.900	= 377.563 kN
수평 분력 :	Ph	=	377.563	×	cos (δ+θ)						= 369.762 kN
수직 분력 :	Pv	=	377.563	×	sin (δ+θ)						= 76.350 kN
작 용 점 :	y	=	1.725	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)						= 0.801 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.251	×	20.0	×	3.14				=	15.753	kN
	P2	=	15.753	+	0.251	×	20.0	×	3.450		=	33.062	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	15.753	+	33.062)	×	3.450	×	10.900	=	917.847	kN
수평 분력 :	Ph	=	917.847	×	cos (δ+Θ)						=	898.885	kN
수직 분력 :	Pv	=	917.847	×	sin (δ+Θ)						=	185.605	kN
작 용 점 :	y	=	3.450	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)						=	1.521	m

4) 지 진 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	15.000	×	3.14	×	10.900		=	165.866	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	165.866	×	cos δ						=	165.866	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	165.866	×	sin δ						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	14.067	×	3.14	×	10.900		=	155.552	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	155.552	×	cos δ						=	155.552	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	155.552	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.140	/	2						=	1.570	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	15.000	×	1.725	×	10.900		=	91.121	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	91.121	×	cos (δ+β)						=	91.121	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	91.121	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	14.067	×	1.725	×	10.900		=	85.455	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	85.455	×	cos (δ+β)						=	85.455	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	85.455	9	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	1.725	/	2						=	0.863	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	15.000	×	3.450	×	10.900		=	182.241	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	182.241	×	cos (δ+β)						=	182.241	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	182.241	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	14.067	×	3.45	×	10.900		=	170.909	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	170.91	×	cos (δ+β)						=	170.909	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	170.91	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.450	/	2						=	1.725	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2 ×	0.323	×	20.0 ×	3.14 ^2	×	10.900		=	347.212	kN
수평 분력 :	Ph	=	347.212	×	cos δ						=	347.212	kN
수직 분력 :	Pv	=	347.212	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.14	/	2						=	1.570	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.323	×	20.0	×	3.14			=	20.289	kN
	P2	=	20.289	+	0.323	×	20.0	×	1.725	=	31.436	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	20.289	+	31.436)	×	1.725	× 10.900	=	486.280	kN
수평 분력 :	Ph	=	486.280	× cos (δ+β)						=	486.280	kN
수직 분력 :	Pv	=	486.280	× sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	1.725	/	2					=	0.863	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.323	×	20.0	×	3.14			=	20.289	kN
	P2	=	20.289	+	0.323	×	20.0	×	3.450	=	42.582	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	20.289	+	42.582)	×	3.450	× 10.900	=	1182.137	kN
수평 분력 :	Ph	=	1182.137	× cos (δ+β)						=	1182.137	kN
수직 분력 :	Pv	=	1182.137	× sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.450	/	2					=	1.725	m

나. 하중 조합

1) LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	1.570	198.013	201.796	316.820
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	581.576	125.255	805.267	169.094	∑H =	390.139	474.350	624.223	758.960
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	829.190	0.900	746.271	1119.407	1007.466	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5170.722	1.035	5351.697	6980.475	7224.791	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	3.295	415.574	201.796	664.919
		벽 체	1.6	14.307	0.000	0.000	22.891	0.000	69.287	0.863	59.760	110.859	95.616
	배면토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6672.145	6223.223	9050.199	8401.351	∑H =	829.189	1503.113	1326.702	2404.981
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②	1.35	1658.381	0.900	1492.542	2238.814	2014.932	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5170.722	1.035	5351.697	6980.475	7224.791	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	5.020	633.136	201.796	1013.017
		벽 체	1.6	28.613	0.000	0.000	45.781	0.000	138.574	1.725	239.041	221.719	382.465
	배면토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	7624.90	6969.494	10367.304	9408.817	∑H =	1427.599	3426.684	2284.158	5482.695

2) LOAD CASE 2 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 장대레일종하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중) V	x	M_v	연직력과 모멘트 V	Mv	수평력과 모멘트(사용하중) H	y	M_h	수평력과 모멘트 H	M_h
흉 벽 하 단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	1.570	198.013	201.796	316.820
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	581.576	125.255	805.267	169.094	∑H =	390.139	474.350	624.223	758.960
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	829.190	0.900	746.271	1119.407	1007.466	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	5170.722	1.035	5351.697	6980.475	7224.791	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	3.295	415.574	201.796	664.919
		벽 체	1.6	14.307	0.000	0.000	22.891	0.000	69.287	0.863	59.760	110.859	95.616
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	150.270	2.175	326.837	210.378	457.572
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6672.145	6223.223	9050.199	8401.351	∑H =	979.459	1829.950	1537.080	2862.553
벽 체 하 단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②	1.35	1658.381	0.900	1492.542	2238.814	2014.932	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	5170.722	1.035	5351.697	6980.475	7224.791	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	5.020	633.136	201.796	1013.017
		벽 체	1.6	28.613	0.000	0.000	45.781	0.000	138.574	1.725	239.041	221.719	382.465
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	150.270	3.900	586.053	210.378	820.474
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	7624.90	6969.494	10367.304	9408.817	∑H =	1577.869	4012.737	2494.536	6303.169

3) LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 시동, 제동하중 + 1.4 장대레일 종하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	1.570	383.712	391.045	613.940
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	682.665	144.421	951.677	195.927	∑H =	508.420	660.050	813.471	1056.080
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	829.190	0.900	746.271	1119.407	1007.466	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	5170.722	1.035	5351.697	6980.475	7224.791	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3233.740	1.035	3346.921	4527.236	4685.689	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	407.451	1.035	421.712	570.432	590.397	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	3.295	805.307	391.045	1288.492
		벽 체	1.6	27.724	0.000	0.000	44.358	0.000	134.266	0.863	115.804	214.825	185.287
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	150.270	2.175	326.837	210.378	457.572
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	413.243	2.175	898.802	578.540	1258.323
	계			∑V =	10427.84	10011.022	14315.743	13704.270	∑H =	1575.960	3174.530	2408.834	4834.120
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②	1.35	1658.381	0.900	1492.542	2238.814	2014.932	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	5170.722	1.035	5351.697	6980.475	7224.791	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3233.740	1.035	3346.921	4527.236	4685.689	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	407.451	1.035	421.712	570.432	590.397	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	5.020	1226.902	391.045	1963.044
		벽 체	1.6	55.447	0.000	0.000	88.716	0.000	268.532	1.725	463.217	429.651	741.148
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	150.270	3.900	586.053	210.378	820.474
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	413.243	3.900	1611.646	578.540	2256.304
	계			∑V =	11394.01	10757.294	15654.316	14711.736	∑H =	2239.349	6442.326	3470.256	9868.183

4) LOAD CASE 4 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 온도하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉 벽	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	1.570	383.712	391.045	613.940
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	682.665	144.421	951.677	195.927	∑H =	508.420	660.050	813.471	1056.080
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	829.190	0.900	746.271	1119.407	1007.466	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5170.722	1.035	5351.697	6980.475	7224.791	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3233.740	1.035	3346.921	4527.236	4685.689	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	407.451	1.035	421.712	570.432	590.397	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	3.295	805.307	391.045	1288.492
		벽 체	1.6	27.724	0.000	0.000	44.358	0.000	134.266	0.863	115.804	214.825	185.287
	배면토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	775.608	2.175	1686.948	1085.852	2361.727
	계			∑V =	10427.84	10011.022	14315.743	13704.270	∑H =	1788.056	3635.838	2705.768	5479.952
벽 체 중 앙 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②	1.35	1658.381	0.900	1492.542	2238.814	2014.932	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5170.722	1.035	5351.697	6980.475	7224.791	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3233.740	1.035	3346.921	4527.236	4685.689	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	407.451	1.035	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	5.020	1226.902	391.045	1963.044
		벽 체	1.6	55.447	0.000	0.000	88.716	0.000	268.532	1.725	463.217	429.651	741.148
	배면토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	775.608	3.900	3024.872	1085.852	4234.821
	계			∑V =	11394.01	10335.582	15083.884	14121.340	∑H =	2451.445	7269.500	3767.190	11026.226

5) LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중 ①		1.4	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	1.570	383.712	391.045	613.940
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	682.665	144.421	986.177	204.552	∑H =	508.420	660.050	813.471	1056.080
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.4	829.190	0.900	746.271	1119.407	1007.466	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.4	5170.722	1.035	5351.697	6980.475	7224.791	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	3233.740	1.035	3346.921	5982.419	6191.803	-	-	-	-	-
		충 격	1.9	407.451	1.035	421.712	753.785	780.167	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	3.295	805.307	391.045	1288.492
		벽 체	1.6	27.724	0.000	0.000	44.358	0.000	134.266	0.863	115.804	214.825	185.287
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10427.84	10011.022	15988.779	15408.780	∑H =	1012.448	1948.890	1619.917	3118.225
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②	1.4	1658.381	0.900	1492.542	2238.814	2014.932	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.4	5170.722	1.035	5351.697	6980.475	7224.791	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	3233.740	1.035	3346.921	5982.419	6191.803	-	-	-	-	-
		충 격	1.9	407.451	1.035	421.712	753.785	780.167	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	5.020	1226.902	391.045	1963.044
		벽 체	1.6	55.447	0.000	0.000	88.716	0.000	268.532	1.725	463.217	429.651	741.148
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	11394.01	10757.294	17327.352	16416.246	∑H =	1675.837	4244.628	2681.339	6791.404

6) LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽하단 단면 A-A	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중 ①		1.6	419.269	0.250	104.817	670.830	167.707	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	1.570	383.712	391.045	613.940
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	682.665	144.421	1092.265	231.074	∑H =	508.420	660.050	813.471	1056.080
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	419.269	0.250	104.817	670.830	167.707	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.6	829.190	0.900	746.271	1326.704	1194.034	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.6	5170.722	1.035	5351.697	8273.155	8562.716	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	3233.740	1.035	3346.921	5173.984	5355.073	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	407.451	1.035	421.712	651.922	674.739	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	3.295	805.307	391.045	1288.492
		벽 체	1.6	27.724	0.000	0.000	44.358	0.000	134.266	0.863	115.804	214.825	185.287
	배면토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10427.84	10011.022	16684.547	16017.636	∑H =	1012.448	1948.890	1619.917	3118.225
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	419.269	0.250	104.817	670.830	167.707	-	-	-	-	-
		②	1.6	1658.381	0.900	1492.542	2653.409	2388.068	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.6	5170.722	1.035	5351.697	8273.155	8562.716	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	3233.740	1.035	3346.921	5173.984	5355.073	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	407.451	1.035	421.712	651.922	674.739	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	5.020	1226.902	391.045	1963.044
		벽 체	1.6	55.447	0.000	0.000	88.716	0.000	268.532	1.725	463.217	429.651	741.148
	배면토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	11394.01	10757.294	18230.418	17211.670	∑H =	1675.837	4244.628	2681.339	6791.404

7) LOAD CASE 7 = 1.0 (1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중 + 1.0 열차하중)

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중) V	x	M_v	연직력과 모멘트 V	Mv	수평력과 모멘트(사용하중) H	y	M_h	수평력과 모멘트 H	M_h
흉벽하단 단면 A-A	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	3.140	23.719	7.554	23.719
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	3.140	6.673	2.125	6.673
	자 중	①	1.0	419.269	0.250	104.817	419.269	104.817	38.740	1.570	60.822	38.740	60.822
	상 재 토 압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	321.418	1.570	504.626	321.418	504.626
	배 면 토 압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	347.212	1.570	545.124	347.212	545.124
	계			∑V =	577.685	144.421	577.685	144.421	∑H =	717.050	1140.964	717.050	1140.964
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	4.865	36.749	7.554	36.749
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	4.865	10.339	2.125	10.339
	자 중	①	1.0	419.269	0.250	104.817	419.269	104.817	38.740	3.295	127.650	38.740	127.650
		②,H/2	1.0	829.190	0.900	746.271	829.190	746.271	76.617	0.863	66.082	76.617	66.082
	상부하중	고정하중	1.0	5170.722	1.035	5351.697	5170.722	5351.697	0.000	2.175	0.000	0.000	0.000
		활 하 중	1.0	3233.740	1.035	3346.921	3233.740	3346.921	0.000	2.175	0.000	0.000	0.000
		충 격	-	-	1.035	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	321.418	3.295	1059.072	321.418	1059.072
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	176.575	0.863	152.296	176.575	152.296
	배면토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	347.212	3.295	1144.065	347.212	1144.065
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	486.280	0.863	419.417	486.280	419.417
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	9811.337	9589.310	9811.337	9589.310	∑H =	1456.522	3015.669	1456.522	3015.669
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	6.590	49.779	7.554	49.779
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	6.590	14.005	2.125	14.005
	자 중	①	1.0	419.269	0.250	104.817	419.269	104.817	38.740	5.020	194.477	38.740	194.477
		②	1.0	1658.381	0.900	1492.542	1658.381	1492.542	153.234	1.725	264.329	153.234	264.329
	상부하중	고정하중	1.0	5170.722	1.035	5351.697	5170.722	5351.697	0.000	3.900	0.000	0.000	0.000
		활 하 중	1.0	3233.740	1.035	3346.921	3233.740	3346.921	0.000	3.900	0.000	0.000	0.000
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	321.418	5.020	1613.518	321.418	1613.518
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	353.150	1.725	609.184	353.150	609.184
	배면토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	347.212	5.020	1743.007	347.212	1743.007
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1182.137	1.725	2039.187	1182.137	2039.187
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10640.53	10335.582	10640.527	10335.582	∑H =	2405.572	6527.486	2405.572	6527.486

다. 사용 하중 및 계수 하중

$$\sum M = \sum M_v + \sum M_h \qquad e = \sum M \Big/ \sum \gamma V - B/2 \qquad M_u = \sum \gamma V \bullet e$$

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	∑V	∑H(So)	∑M	e	M_o	∑ɣV	∑ɣH(S_u)	∑M	e	M_u
1	581.576	390.139	599.605	0.781	454.211	805.267	624.223	928.054	0.902	726.737
2	581.576	390.139	599.605	0.781	454.211	805.267	624.223	928.054	0.902	726.737
3	682.665	508.420	804.471	0.928	633.805	951.677	813.471	1252.007	1.066	1014.088
4	682.665	508.420	804.471	0.928	633.805	951.677	813.471	1252.007	1.066	1014.088
5	682.665	508.420	804.471	0.928	633.805	986.177	813.471	1260.632	1.028	1014.088
6	682.665	508.420	804.471	0.928	633.805	1092.265	813.471	1287.154	0.928	1014.088
7	577.685	717.050	1285.385	1.975	1140.964	577.685	717.050	1285.385	1.975	1140.964
Max.		508.420			633.805		813.471			1140.964

2) 벽 체 중 앙 (단 면 B-B)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	∑V	∑H(So)	∑M	e	M_o	∑ɣV	∑ɣH(S_u)	∑M	e	M_u
1	6672.145	829.189	7726.336	0.258	1721.406	9050.199	1326.702	10806.332	0.294	2661.153
2	6672.145	979.459	8053.173	0.307	2048.243	9050.199	1537.080	11263.904	0.345	3118.725
3	10427.842	1575.960	13185.552	0.364	3800.495	14315.743	2408.834	18538.390	0.395	5654.222
4	10427.842	1788.056	13646.861	0.409	4261.803	14315.743	2705.768	19184.222	0.440	6300.053
5	10427.842	1012.448	11959.913	0.247	2574.855	15988.779	1619.917	18527.005	0.259	4137.103
6	10427.842	1012.448	11959.913	0.247	2574.855	16684.547	1619.917	19135.860	0.247	4119.768
7	9811.337	1456.522	12604.980	0.385	3774.776	9811.337	1456.522	12604.980	0.385	3774.776
Max.		1788.056			4261.803		2705.768			6300.053

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	∑V	∑H(So)	∑M	e	M_o	∑γV	∑γH(S_u)	∑M	e	M_u
1	7624.896	1427.599	10396.179	0.463	3533.772	10367.304	2284.158	14891.512	0.536	5560.939
2	7624.896	1577.869	10982.232	0.540	4119.825	10367.304	2494.536	15711.987	0.616	6381.413
3	11394.011	2239.349	17199.620	0.610	6945.010	15654.316	3470.256	24579.919	0.670	10491.035
4	11394.011	2451.445	17605.082	0.645	7350.472	15083.884	3767.190	25147.565	0.767	11572.069
5	11394.011	1675.837	15001.921	0.417	4747.311	17327.352	2681.339	23207.651	0.439	7613.034
6	11394.011	1675.837	15001.921	0.417	4747.311	18230.418	2681.339	24003.074	0.417	7595.698
7	10640.527	2405.572	16863.067	0.685	7286.593	10640.527	2405.572	16863.067	0.685	7286.593
Max.		2451.445			7350.472		3767.190			11572.069

5.2 벽체 단면력 집계

가. 적용 단면력

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	1140.964	813.471	633.805	
벽체 중앙	6300.053	2705.768	4261.803	
벽체 하단	11572.069	3767.190	7350.472	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	104.676	74.63	58.147	
벽체 중앙	577.987	248.236	390.991	
벽체 하단	1061.658	345.614	674.355	

5. 3 철근량 산정

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A) [H = 3.14 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	500.00	400.00	100.00	104.676	74.630	58.147

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	16	-	8	EA	=	1588.800	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 1588.800 mm^2 [사용률 2.154]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 24.922 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03725 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{----------} \quad (2)$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 737.584 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 16009.68 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 1400.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 983.45 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 25.340 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 221.540 kN · mm

ΦMn > Mu (= 104.676 kN · m) [사용률 = 2.116] ∴ O.K!!

나) 전단검토

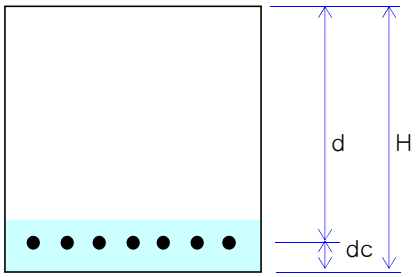
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 400.00 / 1000 = 310.38 kN

x 310.38 > Vu = 74.630 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	400.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	58.147	kN· m,	As =	1588.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 83.86 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 98.369 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 98.369 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 16 / 2 = 92.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 570.55 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 571 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 500 = 1250.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-3 1250.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 1588.800 = 317.760 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

2) 벽 체 중 앙 (단 면 B-B) [H = 1.725 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	577.987	248.236	390.991

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 3096.800 mm^2 [사용률 3.265]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 48.577 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.08477 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{----------} \quad (2)$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 948.574 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$

⇒ MAX As = 68041.13 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 5950.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1264.77 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 49.391 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 1867.710 kN · mm

ΦMn > Mu (= 577.987 kN · m) [사용률 = 3.231] ∴ O.K!!

나) 전단검토

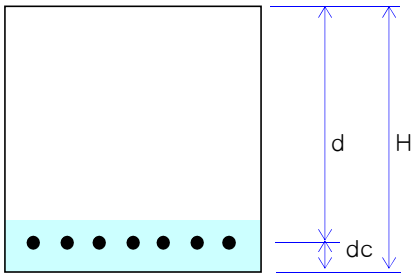
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 248.236 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1800.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1700.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	390.991	kN· m,	As =	3096.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 250.67 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 78.108 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 78.108 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 785.72 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 786 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 1800 = 4500.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-3 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 3096.800 = 619.360 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C) [H = 3.45 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1061.658	345.614	674.355

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 3096.800 mm^2 [사용률 1.771]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 48.577 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.08477 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{----------} \quad (2)$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 1748.846 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$

⇒ MAX As = 68041.13 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 5950.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2331.79 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 49.391 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 1867.710 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1061.658 kN · m) [사용률 = 1.759] ∴ O.K!!

나) 전단검토

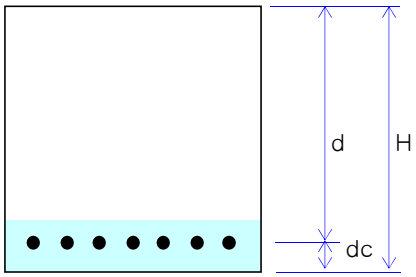
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 345.614 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1800.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1700.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	674.355	kN· m,	As =	3096.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 250.67 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 134.715 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 134.715 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 362.07 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 362 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 1800 = 4500.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-3 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 3096.800 = 619.360 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

5.4 날개벽 설계

5.4.1 설계하중

(1) 상재하중

고정하중(qd) = 15.000 kN/㎡

활하중(ql) = 35.000 kN/㎡

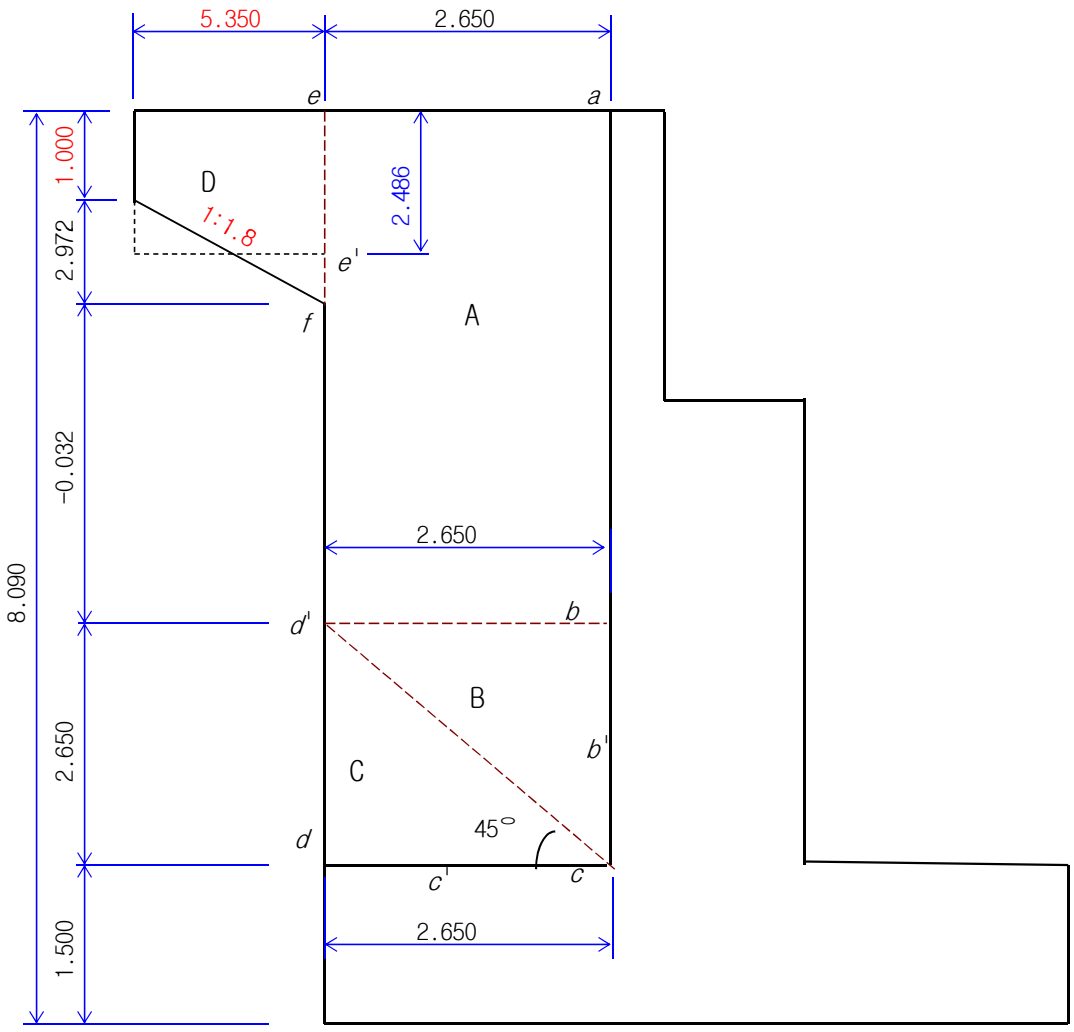
(2) 정지토압계수

Ko = 1 - sinϕ = 0.426

(3) 배면토 단위중량 : 20.000 kN/㎥

5.4.2 설계단면

날개벽 두께 = 1000 ~ 1000 mm



5.4.3 단면력 계산

ⓐ 하중계수 = 1.60

(1) 벽체단면 D

가. 사용하중 상태

Pe	=	1.0	×	0.426	×	50.000				=	21.321	kN/㎡
Pe'	=	1.0	×	0.426	×	20.00	×	2.486	+ Pe	=	42.523	kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')			×	2.486	× 5.350	=	424.567	kN
Md	=	1/2	×	Va	×	5.350				=	1135.716	kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=	1.6	×	0.426	×	50.000				=	34.114	kN/㎡
Pe'	=	1.6	×	0.426	×	20.00	×	2.486	+ Pe	=	68.037	kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')			×	2.486	× 5.350	=	679.307	kN
Md	=	1/2	×	Va	×	5.350				=	1817.145	kN · m

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

Pe	=									=	21.321	kN/㎡
Pd'	=	1.0	×	0.426	×	20.00	×	3.940	+ Pe	=	54.923	kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')			×	3.940	× 2.650	=	398.03	kN
Va_total	=	Va + Vd								=	822.60	kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	2.650	+ Vd	×	2.650 + Md	=	2788.21	kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=									=	34.114	kN/㎡
Pd'	=	1.6	×	0.426	×	20.00	×	3.940	+ Pe	=	87.877	kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')			×	3.940	× 2.650	=	636.86	kN
Va_total	=	Va + Vd								=	1316.16	kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	2.650	+ Vd	×	2.650 + Md	=	4461.14	kN · m

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

Pb	=									=	54.923	kN/㎡
Vb	=	Pb	×	2.65						=	145.547	kN/m
Mb	=	1/2	×	Pb	×	2.650^{2}				=	192.850	kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pb = = 87.877 kN/㎡

Vb = Pb × 2.65 = 232.875 kN/m

Mb = 1/2 × Pb × 2.650 ² = 308.559 kN · m/m

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

Pd' = = 54.923 kN/㎡

Pd = 1.0 × 0.426 × 20.00 × 2.65 + Pd' = 77.524 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 2.650 = 175.492 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 2.650 ² = 219.302 kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pd' = = 87.877 kN/㎡

Pd = 1.6 × 0.426 × 20.00 × 2.65 + Pd' = 124.038 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 2.650 = 280.788 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 2.650 ² = 350.88 kN · m/m

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	730.952	1132.269	308.559	350.883
설계 하중(S)	273.253	334.051	232.875	280.788
사용 하중(M)	456.845	707.668	192.850	219.302

5.4.4 철근량 산정

1) 단면 D [H = 3.972m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	730.952	273.253	456.845

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	–	8	EA	=	3096.800	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 3096.800 mm^2 [사용률 1.345]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 48.577 mm

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.04347 > 0.004 – O.K –

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{----------} \quad (2)$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 2302.212 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 3069.62 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 49.391 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d – a / 2) = 975.832 kN · mm

ΦMn > Mu (= 730.952 kN · m) [사용률 = 1.335] ∴ O.K!!

나) 전단검토

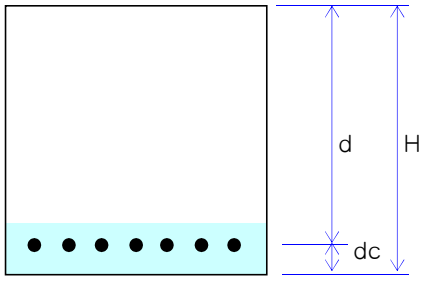
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 273.253 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	456.845	kN· m,	As =	3096.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 177.04 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 175.415 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 175.415 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 226.44 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 226 mm O.K!!

2) 단면 A [H = 3.940m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	1132.269	334.051	707.668

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	–	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 1.123]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.03250 > 0.004 – O.K –

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 3608.109 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 4810.81 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d – a / 2) = 1266.194 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1132.269 kN · m) [사용률 = 1.118] ∴ O.K!!

나) 전단검토

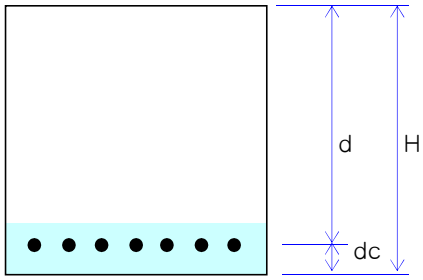
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 334.051 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	707.668	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 199.40 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 209.443 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 209.443 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 157.25 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 157 mm O.K!!

3) 단면 B [H = 6.590m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	308.559	232.875	192.850

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	–	4	EA	=	1548.400	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 1548.400 mm^2 [사용률 1.612]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 24.289 mm

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.08993 > 0.004 – O.K –

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 960.382 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1280.51 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 24.695 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d – a / 2) = 494.799 kN · mm

ΦMn > Mu (= 308.559 kN · m) [사용률 = 1.604] ∴ O.K!!

나) 전단검토

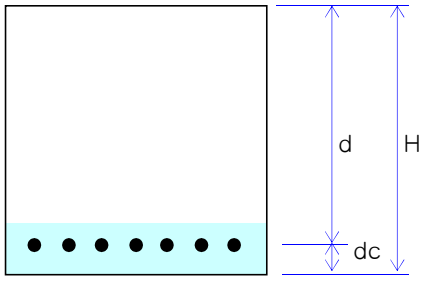
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 232.875 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	192.850	kN· m,	As =	1548.400	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 129.26 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 145.344 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 145.344 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 319.32 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 319 mm O.K!!

4) 단면 C [H = 6.590m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	350.883	280.788	219.302

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	–	4	EA	=	1548.400	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 1548.400 mm^2 [사용률 1.416]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 24.289 mm

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.08993 > 0.004 – O.K –

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{----------} \quad (2)$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 1093.389 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1457.85 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 24.695 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d – a / 2) = 494.799 kN · mm

ΦMn > Mu (= 350.883 kN · m) [사용률 = 1.410] ∴ O.K!!

나) 전단검토

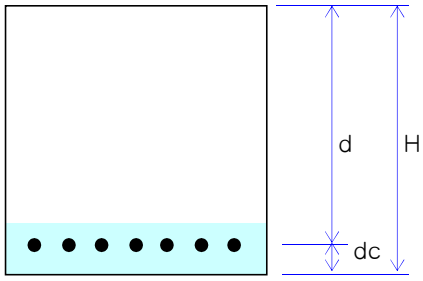
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 280.788 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	219.302	kN· m,	As =	1548.400	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 129.26 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 165.280 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 165.280 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 253.96 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 254 mm O.K!!

6. FOOTING 설계

6.1 하 중 조 합

가. LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		14074.033		48126.238	2291.643		6663.098

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (48126.238 - 6663.098) / 14074.033 - 6.250 / 2

= -0.179 m

Mo = 14074.033 x 0.1789 = 2518.212 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	6184.678	-	18502.975	-	-	-
	배 면 토	5139.508	-	25312.077	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6980.475	2.565	17904.918	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	695.284	4.675	3250.452	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		18999.944		64970.421	3666.629		10660.956

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (64970.421 - 10660.956) / 18999.944 - 6.250 / 2

= -0.267 m

Mo = 18999.944 x 0.2666 = 5065.361 kN · m

나. LOAD CASE 2 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 장대레일종하중

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	150.270	5.400	811.458
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		14074.033		48126.238	2441.913		7474.556

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (48126.238 - 7474.556) / 14074.033 - 6.250 / 2

= -0.237 m

Mo = 14074.033 x 0.2366 = 3329.670 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	6184.678	-	18502.975	-	-	-
	배 면 토	5139.508	-	25312.077	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6980.475	2.565	17904.918	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	695.284	4.675	3250.452	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	210.378	5.400	1136.041
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		18999.944		64970.421	3877.007		11796.997

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (64970.421 - 11796.997) / 18999.944 - 6.250 / 2

= -0.326 m

Mo = 18999.944 x 0.3264 = 6201.402 kN · m

다. LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차하중(충격미포함)
+ 1.4 시동+제동하중 + 1.4 장대레일종하중

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.565	8294.543	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-		336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	150.270	5.400	811.458
시동 또는 제동 하중		-	-	-	413.243	5.400	2231.510
합 계		17790.773		58678.805	3191.310		11065.809

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (58678.805 - 11065.809) / 17790.773 - 6.250 / 2
= -0.449 m
Mo = 17790.773 x 0.4487 = 7983.167 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	6184.678	-	18502.975	-	-	-
	배 면 토	5139.508	-	25312.077	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6980.475	2.565	17904.918	-	-	-
	활 하 중	5097.667	2.565	13075.517	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	695.284	4.675	3250.452	-	-	-
	활 하 중	676.200	4.675	3161.235	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	210.378	5.400	1136.041
시동 또는 제동 하중		-	-	-	578.540	5.400	3124.113
합 계		24773.812		81207.173	4993.393		17096.700

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (81207.173 - 17096.700) / 24773.812 - 6.250 / 2
= -0.537 m
Mo = 24773.812 x 0.5372 = 13307.689 kN · m

라. LOAD CASE 4 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차하중(충격미포함)
+ 1.4 온도하중

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.565	8294.543	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	P_L	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	775.608	5.400	4188.285
합 계		17790.773		58678.805	3403.406		12211.126

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (58678.805 - 12211.126) / 17790.773 - 6.250 / 2
= -0.513 m
M_o = 17790.773 × 0.513 = 9128.485 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	6184.678	-	18502.975	-	-	-
	배 면 토	5139.508	-	25312.077	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6980.475	2.565	17904.918	-	-	-
	활 하 중	5097.667	2.565	13075.517	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	695.284	4.675	3250.452	-	-	-
	활 하 중	676.200	4.675	3161.235	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	P_L	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	1085.852	5.400	5863.599
합 계		24773.812		81207.173	5290.327		18700.144

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (81207.173 - 18700.144) / 24773.812 - 6.250 / 2
= -0.602 m
M_o = 24773.812 × 0.602 = 14911.133 kN · m

마. LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.565	8294.543	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17790.773		58678.805	2627.797		8022.841

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58678.805 - 8022.841) / 17790.773 - 6.250 / 2

= -0.278 m

Mo = 17790.773 x 0.2777 = 4940.200 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	6184.678	-	18502.975	-	-	-
	배 면 토	5139.508	-	25312.077	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6980.475	2.565	17904.918	-	-	-
	활 하 중	5982.419	2.565	15344.904	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	695.284	4.675	3250.452	-	-	-
	활 하 중	893.550	4.675	4177.346	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25875.913		84492.671	4204.476		12836.546

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (84492.671 - 12836.546) / 25875.913 - 6.250 / 2

= -0.356 m

Mo = 25875.913 x 0.3558 = 9206.102 kN · m

바. LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.565	8294.543	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17790.773		58678.805	2627.797		8022.841

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58678.805 - 8022.841) / 17790.773 - 6.250 / 2

= -0.278 m

Mo = 17790.773 x 0.2777 = 4940.200 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7329.988	-	23300.042	-	-	-
	배 면 토	6091.269	-	31874.468	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	8273.155	2.565	21220.643	-	-	-
	활 하 중	5173.984	2.565	13271.268	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	824.040	4.675	3852.387	-	-	-
	활 하 중	772.800	4.675	3612.840	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8862.435
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		28465.236		97131.648	4204.476		13357.865

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (97131.648 - 13357.865) / 28465.236 - 6.250 / 2

= -0.182 m

Mo = 28465.236 x 0.1820 = 5180.080 kN · m

사. LOAD CASE 7 = 1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중+ 1.0 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	423.307	-	920.267
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	351.771	-	1686.741
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	0.000	5.400	0.000
	활 하 중	3233.740	2.565	8294.543	0.000	5.400	0.000
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	47.588	-	384.989
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	13.389	-	108.315
상 재 토 압	PD	-	-	-	427.342	4.045	1728.599
	PL	-	-	-	400.769	4.045	1621.112
토 압		-	-	-	2304.799	4.045	9322.912
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17790.773		58678.805	3968.965		15772.937

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58678.805 - 15772.937) / 17790.773 - 6.250 / 2

= -0.713 m

Mo = 17790.773 x 0.7133 = 12690.295 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	423.307	-	920.267
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	351.771	-	1686.741
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	0.000	5.400	0.000
	활 하 중	3233.740	2.565	8294.543	0.000	5.400	0.000
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	47.588	-	384.989
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	13.389	-	108.315
상 재 토 압	PD	-	-	-	427.342	4.045	1728.599
	PL	-	-	-	400.769	4.045	1621.112
토 압		-	-	-	2304.799	4.045	9322.912
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17790.773		58678.805	3968.965		15772.937

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58678.805 - 15772.937) / 17790.773 - 6.250 / 2

= -0.713 m

Mo = 17790.773 x 0.7133 = 12690.295 kN · m

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	14074.033	2291.643	2518.212	-0.179	
LOAD CASE2	14074.033	2441.913	3329.670	-0.237	
LOAD CASE3	17790.773	3191.310	7983.167	-0.449	
LOAD CASE4	17790.773	3403.406	9128.485	-0.513	
LOAD CASE5	17790.773	2627.797	4940.200	-0.278	
LOAD CASE6	17790.773	2627.797	4940.200	-0.278	
LOAD CASE7	17790.773	3968.965	12690.295	-0.713	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	18999.944	3666.629	5065.361	-0.267	
LOAD CASE2	18999.944	3877.007	6201.402	-0.326	
LOAD CASE3	24773.812	4993.393	13307.689	-0.537	
LOAD CASE4	24773.812	5290.327	14911.133	-0.602	
LOAD CASE5	25875.913	4204.476	9206.102	-0.356	
LOAD CASE6	28465.236	4204.476	5180.080	-0.182	
LOAD CASE7	17790.773	3968.965	12690.295	-0.713	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	17790.773	3403.406	9128.485	24773.812	5290.327	14911.133
축 력 최대시	17790.773	3191.310	7983.167	28465.236	4204.476	5180.080
지 진 시	17790.773	3968.965	12690.295	17790.773	3968.965	12690.295

6.4. PILE 검토

6.4.1 축력최대시-상시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시
° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa
° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
° 말뚝 길이(L) = 11.00 m
° 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m
° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 138835.599 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = 4√(Kh×D/(4×EI)) = 0.50568 1/m
 ∴ βL = 5.56 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	17790.773	3191.310	7983.167	
극 한 하 중	28465.236	4204.476	5180.080	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

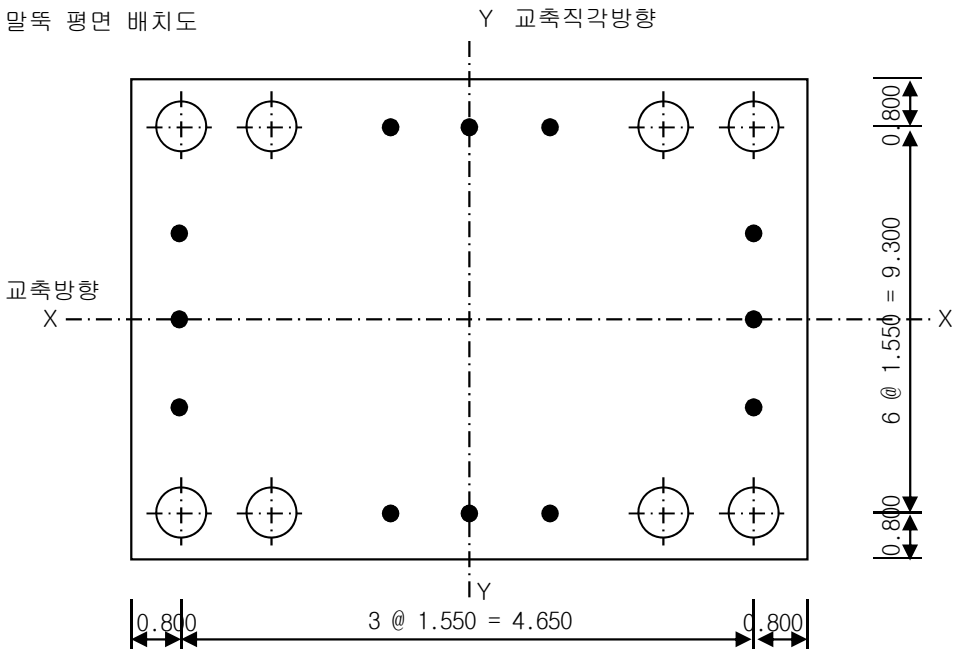
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	138836	0.553

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31930	0	0	0	138836	0.553

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1788108	0	-1768012	3887397	0	15170623

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3191.310	17790.773	7983.167	0.00260526	0.00457653	0.00082985

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00261	0.00651	903.25	113.98	-60.88
2 열	0.00261	0.00522	724.67	113.98	-60.88
3 열	0.00261	0.00393	546.10	113.98	-60.88
4 열	0.00261	0.00265	367.52	113.98	-60.88
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00261	0.00651	903.25	113.98	60.88

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	894054	0	0	3887397	0	11674338

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3191.310	17790.773	7983.167	0.0035695	0.0045765	0.0006838

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00357	0.00617	856.12	113.98	0.00
2 열	0.00357	0.00511	708.96	113.98	0.00
3 열	0.00357	0.00405	561.81	113.98	0.00
4 열	0.00357	0.00299	414.65	113.98	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00357	0.00617	856.12	113.98	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.727	0.00357	60.88	0.00261

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	113.98	말뚝머리 힌 지	수평력	113.98
	수직력	903.25		수직력	856.12
	모멘트	60.88		모멘트	0.73
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	100.0	17.3	65.5	17.3
허용 응력	140.0	80.0	140.0	80.0
비 고	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 903.25}{\pi \times 0.609\ ^\wedge 2}$$

= 3.101 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

fca = 0.25xfck = 7.50 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h) h} = \frac{903.253}{\pi (0.609 + 1.400) \times 1.400}$$

= 0.102 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa **- O.K -**

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{113.975}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.872 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{113.975}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.059 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa **- O.K -**

e) 펀칭전단 검토 (극한하중 재하시)

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 6311.5 mm

ΦSn = Φv(1.06 √fck×bp×d) = 0.8 ×(1.06 × √30 ×6311.5 ×1400.0) /1000

= 38589.980 kN ≥ 1241.165 kN **- O.K -**

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	4204.476	28465.236	5180.08	0.00304	0.00732	0.00070

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1241.165	150.160
2 열	1091.465	150.160
3 열	941.766	150.160
4 열	792.066	150.160
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1241.165	150.160

나. 말뚝머리 힌지시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	4204.475539	28465.236	5180.080057	0.00470	0.00732	0.00044

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1159.844	150.160
2 열	1064.358	150.160
3 열	968.873	150.160
4 열	873.388	150.160
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1159.844	150.160

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1241.165	903.253
2 열	1091.465	724.674
3 열	941.766	546.095
4 열	792.066	367.516
-	-	-
-	-	-
-	-	-

6.4.2 모멘트최대시-상시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시
° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa
° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
° 말뚝 길이(L) = 11.00 m
° 확대기초 제원
  - 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m
° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 138835.599 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = 4√(Kh×D/(4×EI)) = 0.50568 1/m
  ∴ βL = 5.56 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	17790.773	3403.406	9128.485	
극 한 하 중	24773.812	5290.327	14911.133	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

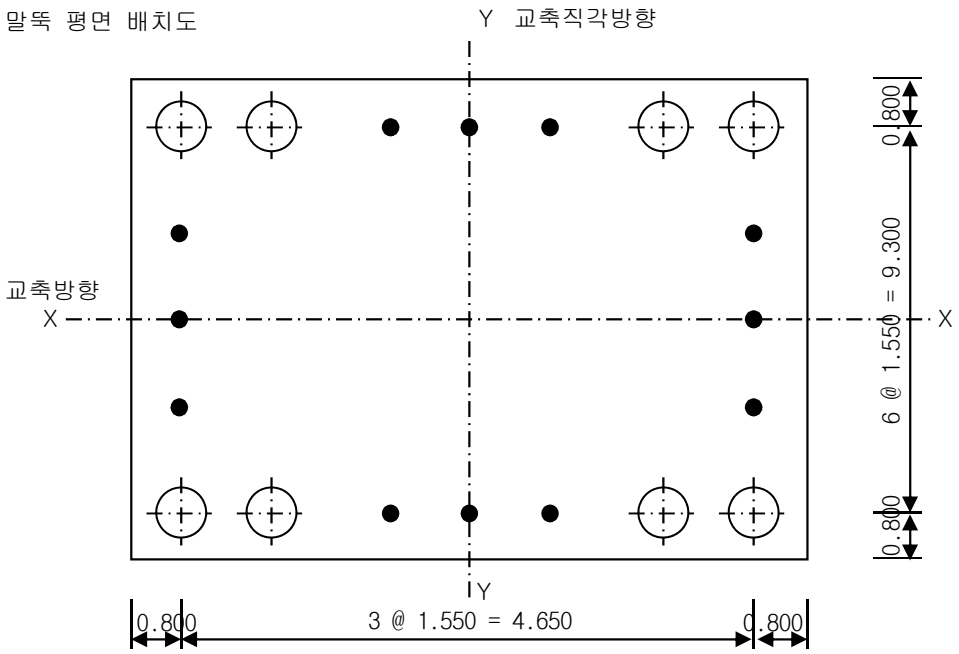
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	138836	0.553

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31930	0	0	0	138836	0.553

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1788108	0	-1768012	3887397	0	15170623

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3403.406	17790.773	9128.485	0.00282369	0.00457653	0.00093080

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00282	0.00674	935.84	121.55	-62.07
2 열	0.00282	0.00530	735.54	121.55	-62.07
3 열	0.00282	0.00386	535.23	121.55	-62.07
4 열	0.00282	0.00241	334.93	121.55	-62.07
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00282	0.00674	935.84	121.55	62.07

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	894054	0	0	3887397	0	11674338

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3403.406	17790.773	9128.485	0.0038067	0.0045765	0.0007819

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00381	0.00639	887.79	121.55	0.00
2 열	0.00381	0.00518	719.52	121.55	0.00
3 열	0.00381	0.00397	551.25	121.55	0.00
4 열	0.00381	0.00276	382.98	121.55	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00381	0.00639	887.79	121.55	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.775	0.00381	62.07	0.00282

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	121.55	말뚝머리 힌 지	수평력	121.55
	수직력	935.84		수직력	887.79
	모멘트	62.07		모멘트	0.77
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	103.1	18.5	67.9	18.5
허용 응력	140.0	80.0	140.0	80.0
비 고	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 935.84}{\pi \times 0.609\ \text{^2}}$$

= 3.213 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

fca = 0.25xfck = 7.50 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h) h} = \frac{935.840}{\pi (0.609 + 1.400) \times 1.400}$$

= 0.106 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa **- O.K -**

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{121.550}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.996 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{121.550}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.063 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa **- O.K -**

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 6311.5 mm

ΦSn = Φv(1.06 √fck×bp×d) = 0.8 ×(1.06 × √30 ×6311.5 ×1400.0) /1000

= 38589.980 kN ≥ 1369.167 kN **- O.K -**

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	5290.327	24773.812	14911.13	0.00444	0.00637	0.00150

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1369.167	188.940
2 열	1046.242	188.940
3 열	723.316	188.940
4 열	400.391	188.940
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1369.167	188.940

나. 말뚝머리 힌지시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	5290.327159	24773.812	14911.13276	0.00592	0.00637	0.00128

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1297.068	188.940
2 열	1022.209	188.940
3 열	747.349	188.940
4 열	472.490	188.940
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1297.068	188.940

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1369.167	935.840
2 열	1046.242	735.537
3 열	723.316	535.233
4 열	400.391	334.929
-	-	-
-	-	-
-	-	-

6.4.3 지진시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 지진시
° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa
° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
° 말뚝 길이(L) = 11.00 m
° 확대기초 제원
  - 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m
° 1/β 부근(1.66m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 138835.599 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = 4√(Kh×D/(4×EI)) = 0.60136 1/m
  ∴ βL = 6.61 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (지진시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	17790.773	3968.965	12690.295	
극 한 하 중	17790.773	3968.965	12690.295	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

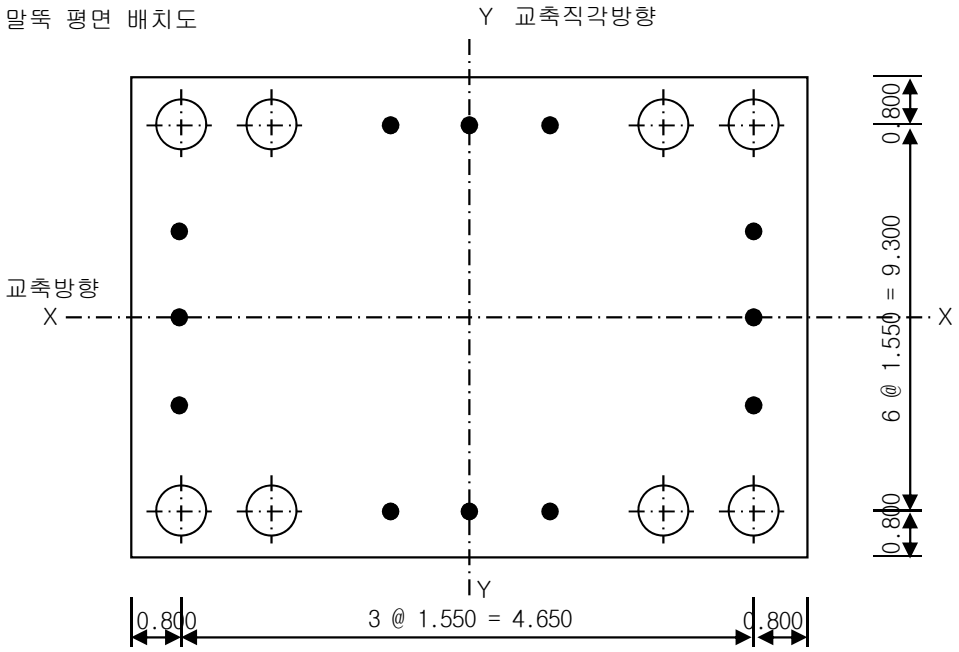
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	107401	89298	89298	148493	138836	0.553

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	53700	0	0	0	138836	0.553

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	3007227	0	-2500347	3887397	0	15832145

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	3968.965	17790.773	12690.295	0.00228649	0.00457653	0.00116266

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00229	0.00728	1010.68	141.75	-31.53
2 열	0.00229	0.00548	760.48	141.75	-31.53
3 열	0.00229	0.00368	510.29	141.75	-31.53
4 열	0.00229	0.00187	260.09	141.75	-31.53
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00229	0.00728	1010.68	141.75	31.53

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1503613	0	0	3887397	0	11674338

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	3968.965	17790.773	12690.295	0.0026396	0.0045765	0.0010870

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00264	0.00710	986.27	141.75	0.00
2 열	0.00264	0.00542	752.35	141.75	0.00
3 열	0.00264	0.00373	518.42	141.75	0.00
4 열	0.00264	0.00205	284.50	141.75	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00264	0.00710	986.27	141.75	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
지진시	0.013	-0.760	0.00264	31.53	0.00229

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	141.75	말뚝머리 힌 지	수평력	141.75
	수직력	1010.68		수직력	986.27
	모멘트	31.53		모멘트	0.76
	β	0.601362		β	0.601362

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	93.1	21.6	75.4	21.6
허용 응력	217.0	124.0	217.0	124.0
비 고	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 1010.68}{\pi \times 0.609\ ^\wedge 2}$$

= 3.470 MPa < fca = 9.975 MPa **- O.K -**

fca = 1.33x(0.25xfck) = 9.98 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h) h} = \frac{1010.681}{\pi (0.609 + 1.400) \times 1.400}$$

= 0.114 MPa < τ_{a3} = 1.330 MPa **- O.K -**

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{141.749}{0.609 \times 0.100}$$

= 2.328 MPa < fca = 9.975 MPa **- O.K -**

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{141.749}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.074 MPa < τ_{a3} = 1.330 MPa **- O.K -**

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 6311.5 mm

ΦSn = Φv(1.06 √fck×bp×d) = 0.8 ×(1.06 × √30 ×6311.5 ×1400.0) /1000

= 38589.980 kN ≥ 1010.681 kN **- O.K -**

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	3968.965	17790.773	12690.30	0.00229	0.00458	0.00116

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	1010.681	141.749
2 열	760.484	141.749
3 열	510.286	141.749
4 열	260.088	141.749
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1010.681	141.749

나. 말뚝머리 힌지시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	3968.96541	17790.773	12690.29536	0.00264	0.00458	0.00109

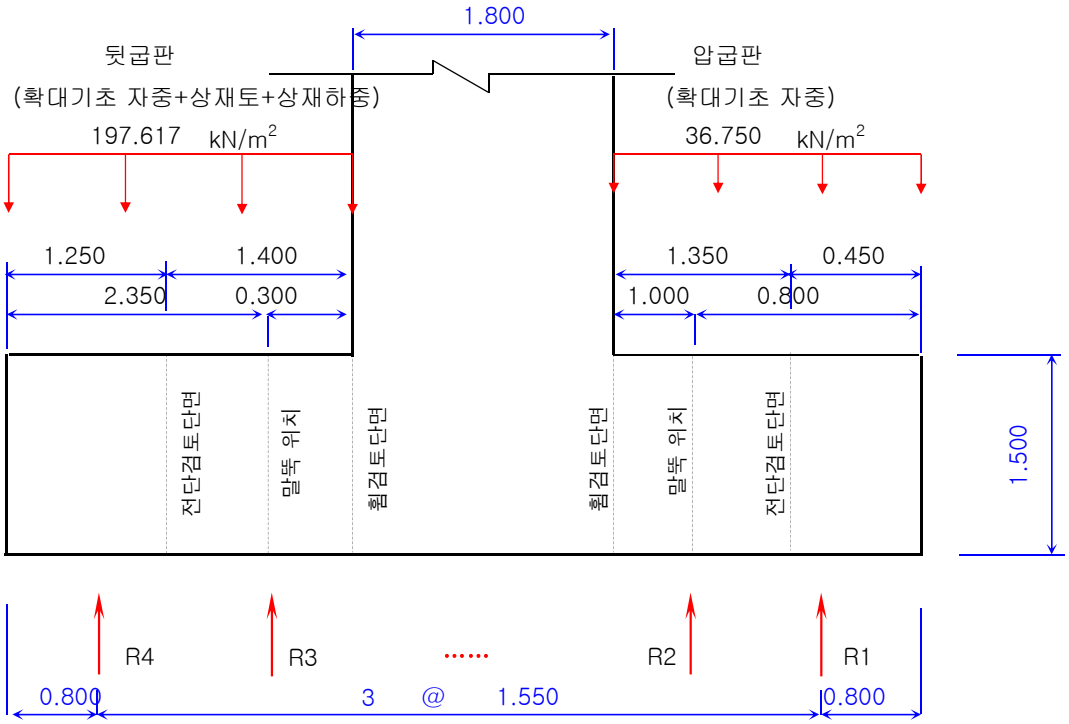
ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	986.268	141.749
2 열	752.346	141.749
3 열	518.423	141.749
4 열	284.501	141.749
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	986.268	141.749

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	지진시	
	극한하중	사용하중
1 열	1010.681	1010.681
2 열	760.484	760.484
3 열	510.286	510.286
4 열	260.088	260.088
-	-	-
-	-	-
-	-	-

6.5 기초 단면검토



가. 말뚝 반력 집계

- 극한하중 재하시

구 분	상 시		지진시	적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	1241.165	1369.167	1010.681	1369.167	MAX
2 열	1091.465	1046.242	760.484	1091.465	MAX
3 열	941.766	723.316	510.286	510.286	MIN
4 열	792.066	400.391	260.088	260.088	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN

- 사용하중 재하시

구 분	상 시		지진시	적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	903.253	935.840	1010.681	1010.681	MAX
2 열	724.674	735.537	760.484	760.484	MAX
3 열	546.095	535.233	510.286	510.286	MIN
4 열	367.516	334.929	260.088	260.088	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN

나. 앞굽판 단면력 산정 (철도설계기준 P507)

① 검토위치에서 고정하중(기초)에 의한 단면력

⊙ q_d = = 36.750 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, M = $q_d \times L^2 \div 2$

= 36.75 × 1.80 ^{2} ÷ 2 = 59.535 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, S_i = $q_d \times L$

= 36.75 × 1.80 = 66.150 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 7 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PNi \times 7\ EA}{b(유효폭)}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	2.00	R3	R1	R2	R3	
1,369.167	1,091.465	-	879.282	-	-	1.35

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.000	-	-	879.282	- 80.372	798.910

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R1	R2	R3			
879.282	-	-	879.282	- 89.303	789.979

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	R2	R3	R1	R2	R3	
1,010.681	760.484	-	649.061	-	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.000	-	-	649.061	- 59.535	589.526

다. 뒷굽판 단면력 산정

① 검토위치에서 고정하중(기초, 상재토)에 의한 단면력(하중계수 제외)

⊙ q_d = = 197.617 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, M = $q_d \times L^2 \div 2$

= 197.62 × 2.65 ^{2} ÷ 2 = 693.884 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, S_i = $q_d \times L$

= 197.62 × 2.65 = 523.69 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 7 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PNi \times 7\ EA}{b(유효폭)}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수		
R4	R3	R2	R4	R3	R2			
260.088	510.286	-	167.029	327.707	-	1.35	1.60	1.40

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.850	0.300	-	407.316	-1,054.908	-647.593

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R4	R3	R2			
167.029	327.707	-	494.736	-796.157	-301.422

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R4	R3	R2	R4	R3	R2	
260.088	510.286	-	167.029	327.707	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.850	0.300	-	407.316	-693.884	-286.568

6.6 철근량 산정

1) 뒷굽판

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1500.00	1400.00	100.00	647.593	301.422	286.568

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	19	–	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d1 = 100	mm
Use As (2단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 200	mm
Use As (3단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 2292.000 mm^2 [사용률 1.771]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 35.953 mm

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.09466 > 0.004 – O.K –

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{----------} \quad (2)$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 1294.291 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 56033.87 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 4900.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1725.72 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 36.555 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d – a / 2) = 1140.087 kN · mm

ΦMn > Mu (= 647.593 kN · m) [사용률 = 1.761] ∴ O.K!!

나) 전단검토

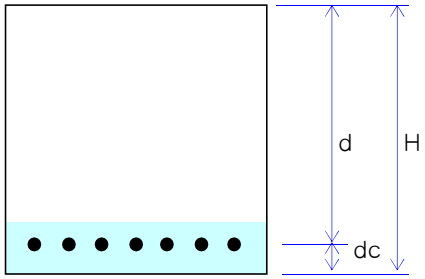
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1400.00 / 1000 = 1086.32 kN

ΦVc= 1086.32 > Vu = 301.422 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1400.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	286.568	kN· m,	As =	2292.000	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 196.51 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 93.691 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 93.691 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 19 / 2 = 90.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 614.28 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 614 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1500 = 3000.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10- 1800.00 mm^2

인 장 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 2292.000 = 458.400 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

2) 앞굽판

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1500.00	1350.00	150.00	798.910	789.979	589.526

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	19	–	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d1 = 150	mm
Use As (2단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm
Use As (3단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 2292.000 mm^2 [사용률 1.381]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 35.953 mm

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.09117 > 0.004 – O.K –

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{----------} \quad (2)$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 1659.853 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 54032.66 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 4725.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2213.14 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 36.555 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d – a / 2) = 1098.831 kN · mm

ΦMn > Mu (= 798.910 kN · m) [사용률 = 1.375] ∴ O.K!!

<3차현장자문회의 결과 반영>

나) 전단검토

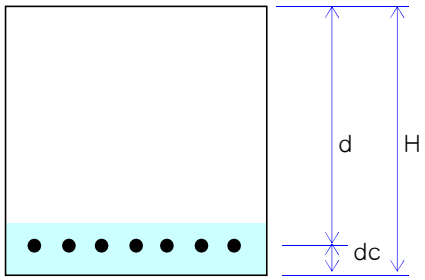
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1350.00 / 1000 = 1047.52 kN

ΦVc= 1047.52 > Vu = 789.979 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1350.00	mm,	dc =	150.00	mm ,
Mo =	589.526	kN· m,	As =	2292.000	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 192.71 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 200.045 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 200.045 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 19 / 2 = 90.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 167.41 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 167 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1500 = 3000.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10- 1800.00 mm^2

인 장 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

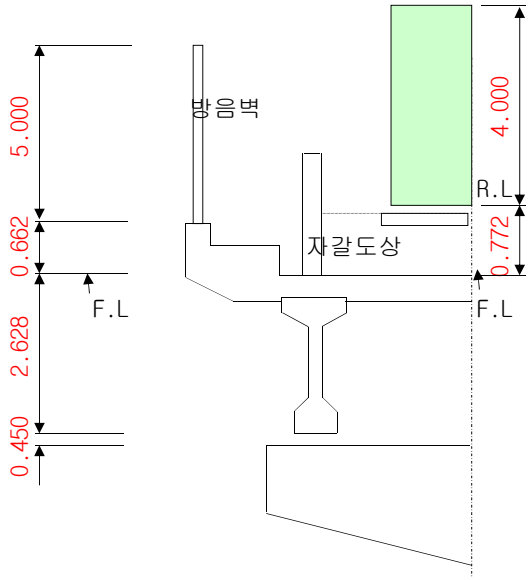
→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 2292.000 = 458.400 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

7. 교량받침부 검토 (가동)

7.1 하중산정



< KL2012>

▣ 원심하중 = 5.650 M

▣ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.850 M

▣ 풍하중(열차비재하) = 4.595 M

풍하중(열차재하) = 4.150 M

1) 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중

ΣR_d = 5170.722 kN

R_{d1} = 1112.706 kN

나) 활하중 (충격 포함)

▣ 상시

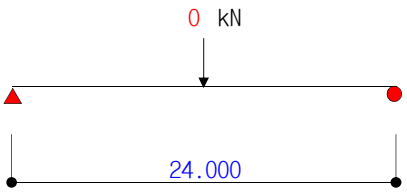
ΣR_L = 3641.191 kN

R_{L1} = 987.505 kN

다) 차량 횡하중(KRL-2012)

- 궤도중심선과 직각을 이룬 레일의 윗면에 수평하게 집중하중으로 작용하며, 직선과 곡선 궤도 모두 적
- 그 크기 Q=100kN으로 정하며, 충격계수 및 원심력 감소계수와 곱해서 적용하지 않음.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.

KL2012



P_{Lf} = 0.000 kN (교대이므로 시종점부 중 한 군데만 적용)

M_{Lf} = 0.000 × 3.850 = 0.000 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$P_i = \left[\frac{M_{Lf}}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_{Lf}	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	0.000	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			2.000	0.000	↓
G5			4.000	0.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 0.000 / 5 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

라) 원심하중

KL2012

곡선반경 : R = ∞ L = 24.000 V = 250 km/hr

$$\therefore \left(\max = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.575}{127 \times \infty} = 0.000 \right.$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \times \frac{814}{V} 1.75 \right) \times \left(1 \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.575$$

상부반력 (P_L) 3233.740 kN (충격 제외)

P_c = 3233.74 × 0.000 = 0.000 kN

M_c = 0.000 × 5.650 = 0.000 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$P_i = \left[\frac{M_c}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	0.000	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			2.000	0.000	↓
G5			4.000	0.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 0.000 / 5 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

마) 풍하중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (W_n)

상부구조 W_n = 3.000 × 8.290 × 12.450 = 309.632 kN

M_n = 309.632 × 4.595 = 1422.759 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$P_i = \left[\frac{M_n}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_n	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	1422.759	40.000	4.000	142.276	↑
G2			2.000	71.138	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			2.000	71.138	↓
G5			4.000	142.276	↓

② 교량상에 열차가 있을 때 (W_t)

상부구조 W_t = 1.500 × 7.400 × 12.450 = 138.195 kN

M_t = 138.195 × 4.150 = 573.509 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$P_i = \left[\frac{M_t}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_t	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	573.509	40.000	4.000	57.351	↑
G2			2.000	28.675	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			2.000	28.675	↓
G5			4.000	57.351	↓

③ 적용하중

H_w = 138.195 / 5 shoe

= 27.639 kN

P_w = 57.351 kN

바) 지진하중(내진계산서 참조)

① 하중 작용점 0.45

P_E = 1418.203 kN

M_c = 1418.203 × 0.450 = 638.191 kN · m

② 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$R_{pi} = \left[\frac{M_c}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	R_{Pi}(kN)	비 고
G1	638.191	40.000	4.000	63.819	↑
G2			2.000	31.910	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			2.000	31.910	↓
G5			4.000	63.819	↓

H_E = 285.963 kN

R_E = 63.819 kN

2) 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중

$\sum R_d$ = 5170.722 kN

R_{d1} = 1112.706 kN

나) 활하중

▣ 상시

$\sum R_L$ = 3641.191 kN

R_{L1} = 987.505 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 413.243 / 5 shoe

= 82.649 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 150.270 / 5 shoe

= 30.054 kN

마) 지진하중(내진계산서 참조)

H_E = 0.000 kN

3) 하중 조합 (받침 1개소당)

가) 교축직각방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + MAX(횡하중, 원심하중) + 풍하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + 지진하중

나) 교축방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + 시·제동하중 + 장대레일종하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격고려) + 지진하중

다) 받침용량 검토

구 분		작용력	
		수직하중	수평하중
		P (kN)	H (kN)
교직방향	상시	2157.562	27.639
	지진시	2164.030	285.963
교축방향	상시	2100.211	0.000
	지진시	2100.211	0.000

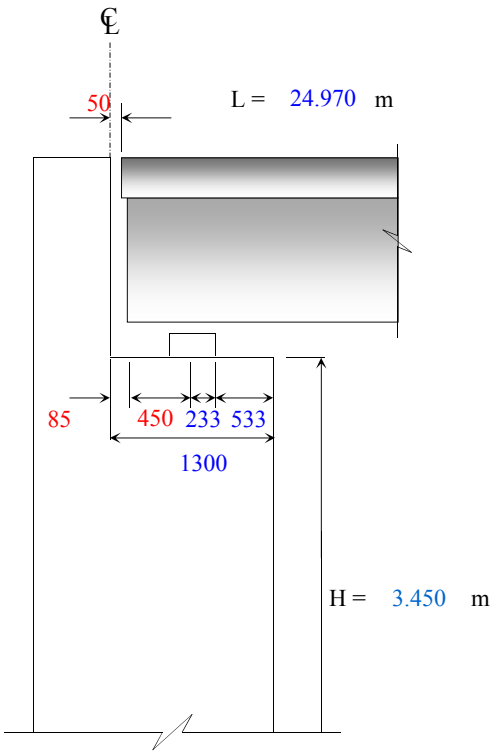
라) 철근 검토 하중 (허용응력 증가계수 적용)

구 분		작용력		검토단면력 (증가계수 적용)		허용응력 증가계수
		수직하중	수평하중	수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	P (kN)	H (kN)	
교직방향	상시	2157.562	27.639	1598.194	20.473	1.35
	지진시	2164.030	285.963	1545.736	204.259	1.40
교축방향	상시	2100.211	0.000	1680.169	0.000	1.25
	지진시	2100.211	0.000	1500.151	0.000	1.40

7.2 받침검토

1) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 465 × 535 mm
▣ 높 이 : 175 mm
▣ 사 각 : 90 °



2) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

< 533 mm **- O.K -**

3) 최소받침 지지거리

가) 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

where, N : 최소받침 지지길이(mm)
L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)
H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)
교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이.
단경간교의 평균높이는 0으로 한다.
기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이
Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 24.97 + 6.66 \times 3.45) \times (1+0.000125 \times 0.0) =$ 264.68

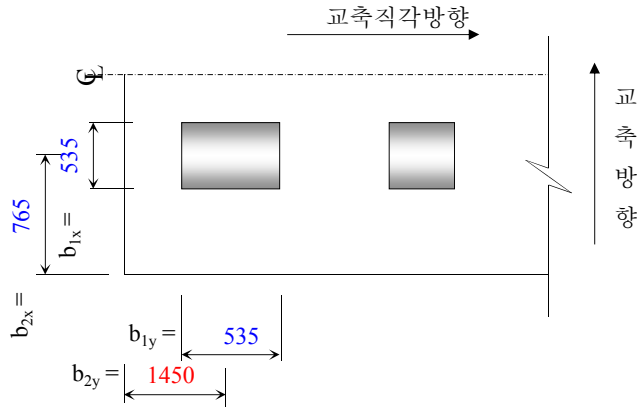
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 =$ 450 mm
$S_2 =$ 232.5 / 2 = 116.25 mm
$S_3 =$ 20 + 0.5L = 324.85 mm
$S_1 + S_2 + S_3 =$ 450 + 116.25 + 324.85 = 891.10 mm

∴ Max (N, ∑S) = 891.10 mm < 1215.00 **- O.K -**

4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 765 = 1530.0 < 5 \times b_{1x} = 2675.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1450 = 2900.0 > 5 \times b_{1y} = 2675.0$ mm

$A_{sx1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 535 / 1530) \times 1680168.8 / 180$

$= 1517.6$ ㎟

$A_{sx1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 535 / 1530) \times 1500150.7 / 180$

$= 1355.0$ ㎟

$A_{sy1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 535 / 2675) \times 1598194.0 / 180$

$= 1775.8$ ㎟

$A_{sy1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 535 / 2675) \times 1545735.811 / 180$

$= 1717.5$ ㎟

나) 수평하중에대한 보강

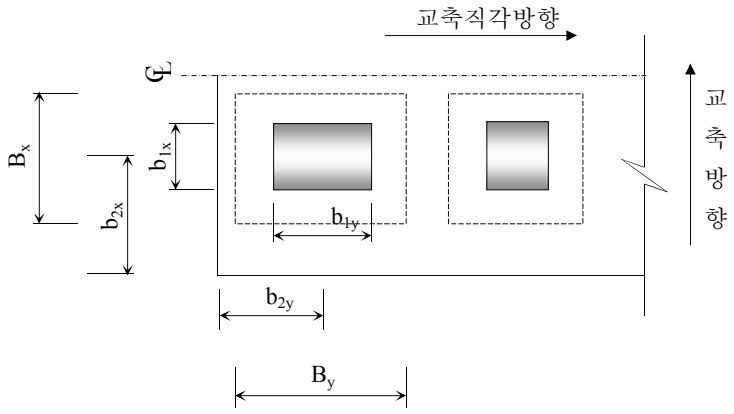
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0$ ㎟ - 상시

$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0$ ㎟ - 지진시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 20473 / 180 = 113.7$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 204259 / 180 = 1134.8$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 535 + 1450 = 1985.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 765.0 mm 가 $B_x/2$ = 992.5 mm 보다 작으므로 보정 필요.

Bx = b2x + (b1x + b2y) / 2

= 765 + (535 + 1450) / 2 = 1757.5 mm

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 535 + 765 = 1300.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = A_{sy1} + A_{sy2} = 1775.800 + 113.741 = 1889.541 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = A_{sy1} + A_{sy2} = 1717.500 + 1134.774 = 2852.274 ㎟

B_y = 1300.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 16 - 10 EA × 2 단 = 3972.000 ㎟ > 2852.274 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

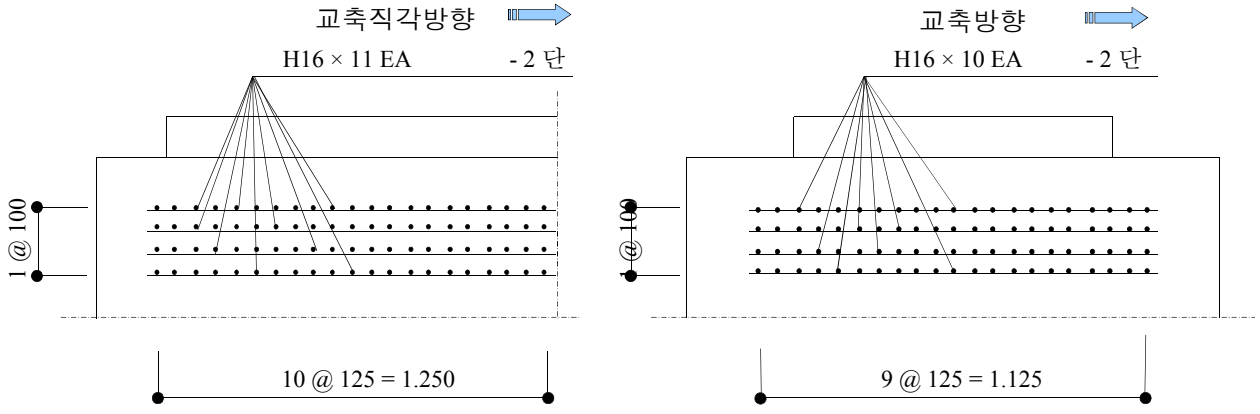
$A_{sx(상시)}$ = A_{sx1} + A_{sx2} = 1517.600 + 0.000 = 1517.600 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = A_{sx1} + A_{sx2} = 1355.000 + 0.000 = 1355.000 ㎟

B_x = 1757.5 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 16 - 11 EA × 2 단 = 4369.200 ㎟ > 1517.600 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

☞ 보강개념 : 수평하중에 의한 교좌받침과 하부구조 상면사이의 전단력에 대하여 수직철근의 전단마찰로 보강

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{204259.3}{180} = 1134.77 \ mm^2$$

Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 2 ea = 4369.200 mm^2 > 1134.774 mm^2 **- O.K -**

(CTC 125)

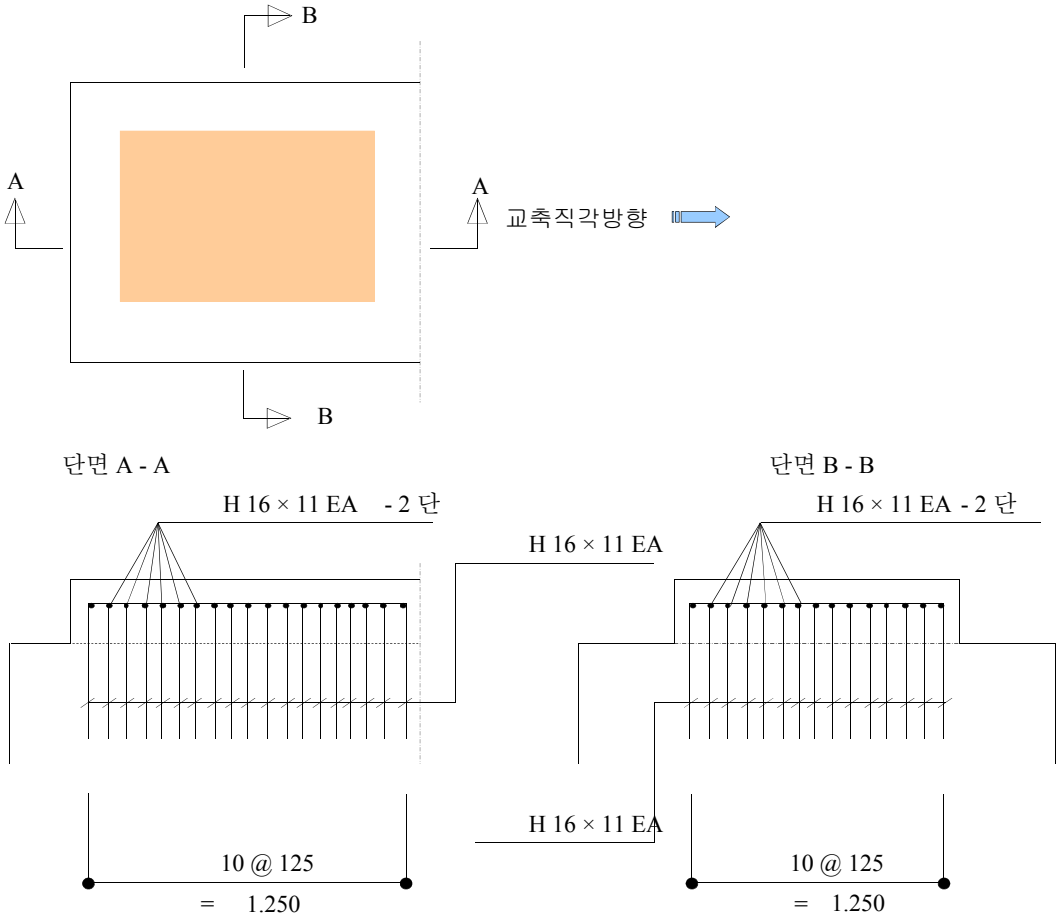
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{0.0}{180} = 0.00 \ mm^2$$

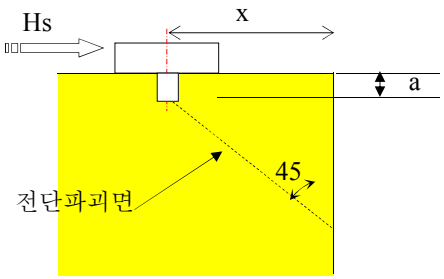
Use A_{sx} = H 16 - 11 EA × 2 ea = 4369.200 mm^2 > 0.000 mm^2 **- O.K -**

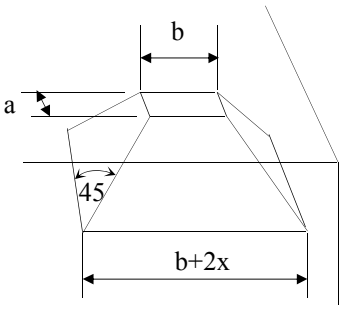
(CTC 125)

다) 철근배치도



6) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{204259}{7043844} = 0.029 \text{ MPa} \le 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 7043844$ mm²

V : 전단응력 (MPa) $V_{sa} =$ 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 204259 N

X : 1450 mm

a : 0 mm

b : 535 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{0}{2234069} = 0.69 \text{ MPa} \le 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 2234069$ mm²

V : 전단응력 (MPa) $V_{sa} =$ 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 0 N

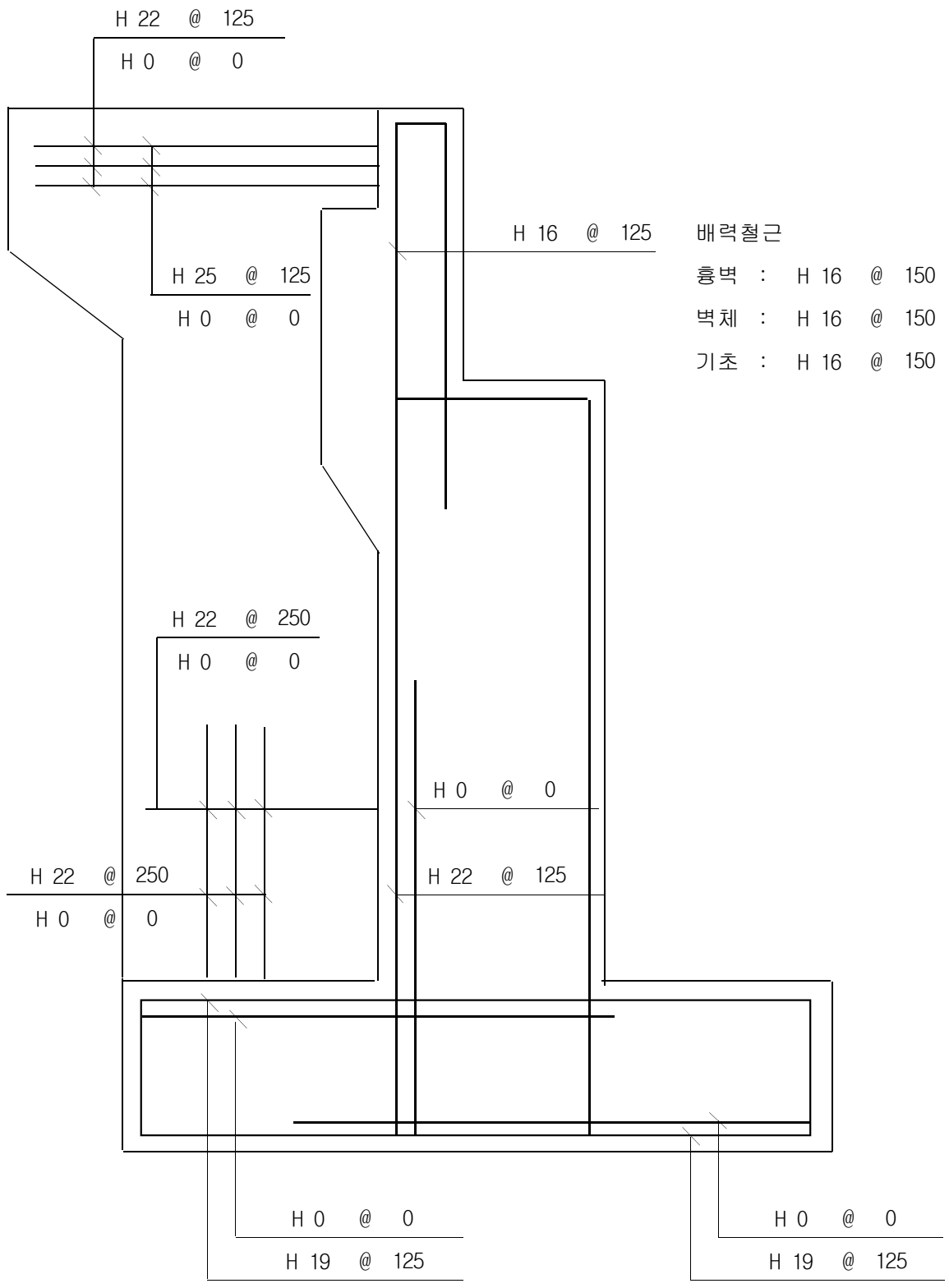
X : 765 mm

a : 0 mm

b : 535 mm

8.주철근 조립도

탑리제2교 교대 A1



2.2.2 A2

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 하중계산

4. 안정검토

5. 벽체단면설계

6. FOOTING 설계

7. 교량받침부 검토

8. 주철근 상세

1. 설 계 조 건

가. 형 식 : 역T형 (복선 : 고정) 나. 기 초 : PILE 기초

나. 상부 구조형식 : PSC BEAM

1) 교 량 지 간 : 24.000 m

2) 총 길 이 : 25.045 m

3) PSC BEAM 전장 24.900 m

다. 설 계 하 중

1) 영구하중

가) 원지반 (N = 15 , 토사)

흙자중 (γt) : 19.0 kN/m^3 내부마찰각(φ) = 25 ° (지반조사 보고서 참조)

흙자중 (γs) : 10.0 kN/m^3

나) 배면토

흙자중 (γt) : 20.0 kN/m^3 내부마찰각(φ) = 35 °

흙자중 (γs) : 11.0 kN/m^3

다) 기초저면의 마찰계수 (μ) : 0.299 ; TAN(⅔ · Φ) : 흙과 콘크리트

라) 기초저면의 점착력 (C) : 15.0 kN/m^2 (지반조사 보고서 참조)

2) 표준열차하중 : KRL-2012 (복선)

3) 상부 하중 (상부구조계산서 참조)

가) 고정하중 Rd = 5170.722 kN

나) 활하중 (충격 포함) - 복선 : R(1+i) = 3641.191 kN

다) 활하중 (충격 미포함) - 복선 : RI = 3233.740 kN

4) 지진하중

가) 설계수평진도 : Kh = 0.5AS = 0.5 × 0.154 × 1.2 = 0.0924

(철도설계기준 p.8-103)

나) 상부 관성력 : Kh'= A S = 0.154 × 1.2 = 0.185

다) 설계수직진도 : Kv = 0

5) 슈마찰 계수 : μm = 0.15 (고력황동주물 받침판 받침) "철도설계기준(2013), p8-93"

6) 시동 및 제동하중

가) 제동하중 : 20.00 kN/m × L (m) ≤ 6,000 kN

나) 시동하중 : 33.00 kN/m × L (m) ≤ 1,000 kN

7) 장대레일 종하중

가) 레일신축이음이 없는 경우 : ± 3.0 × L (m) kN (1 레일당)

8) 토압 (안정검토시의 토압은 뒷굽에서부터 연직의 가상면에 작용하는 것으로 가정한다 - Rankine토압 사용

가) 상시토압계수 (Coulomb 식 주동토압계수)

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

나) 지진시토압계수 (Mononobe-Okabe 식 주동토압계수)

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

	상 시			지 진 시		
	안정검토	흉벽	벽체	안정검토	흉벽	벽체
ϕ (흙의 내부마찰각)	35	35	35	35	35	35
Θ	0.000	0.000	0.000	5.279	5.279	5.279
β (배 면 각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
δ (흙의 배면마찰각)	0.000	11.667	11.667	0.000	0.000	0.000
α (배면 뒷채움각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
i (뒷채움 흙의 경사각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
토 압 계 수 (Ka,Kae)	0.271	0.251	0.251	0.323	0.323	0.323

라. 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 : fck = 30 MPa

나) 탄 성 계 수 : 8500 × 3√(fck+4) = 27536 MPa

다) 단 위 중 량 : w = 24.5 kN/m3

2) 철 근

가) 항복응력 : fy = 400 MPa

나) 허용응력 : fsa = 180 MPa

나) 탄성계수 : Es = 200,000 MPa

마. 참고문헌

▣ 철도설계기준(노반편) 개정(안) (한국철도시설공단,2013) (KRL2012 하중 반영)

▣ 철도설계기준 (한국철도시설공단, 2004, 2011)

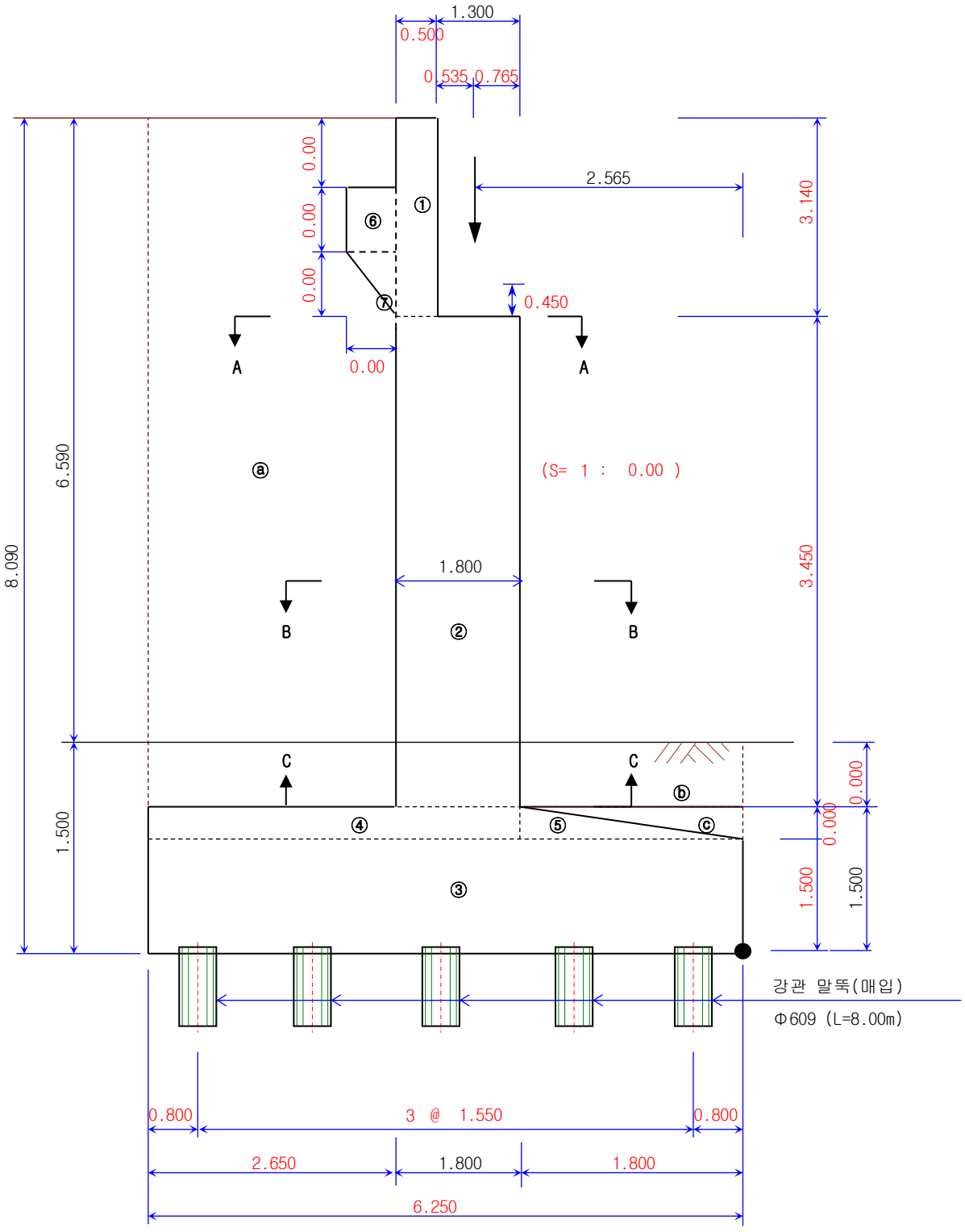
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2007)

▣ 콘크리트구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단 면 가 정

◎ 구 체 폭 : L = 10.900 m
◎ 기 초 폭 : L' = 10.900 m
◎ 지하 수위 : GL = (-) 10.000 m



3. 하 중 계 산

가. 교대 및 배면토 자중

1) 체 적

①	0.500	×	3.140	×	10.900		=	17.11 ㎥
②	1.800	×	3.450	×	10.900		=	67.69 ㎥
③	1.500	×	6.250	×	10.900		=	102.19 ㎥
④	0.000	×	4.450	×	10.900		=	0.00 ㎥
⑤	0.000	×	1.800	×	10.900	/ 2	=	0.00 ㎥
⑥	0.000	×	0.000	×	10.900		=	0.00 ㎥
⑦	0.000	×	0.000	×	10.900	/ 2	=	0.00 ㎥
ⓐ	2.650	×	6.590	×	10.900		=	190.35 ㎥
ⓑ	1.800	×	0.000	×	10.900		=	0.00 ㎥
ⓒ	0.000	×	1.800	×	10.900	/ 2	=	0.00 ㎥

2) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
교대자중	①	17.11	24.50	419.27	3.35	1404.55	38.74	6.52	252.59
	②	67.69	24.50	1658.38	2.70	4477.63	153.23	3.23	494.18
	③	102.19	24.50	2503.59	3.13	7823.73	231.33	0.75	173.50
	④	0.00	24.50	0.00	4.03	0.00	0.00	1.50	0.00
	⑤	0.00	24.50	0.00	1.20	0.00	0.00	1.50	0.00
	⑥	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	8.09	0.00
	⑦	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	8.09	0.00
	계	186.99		4581.24		13705.91	423.31		920.27
토사	ⓐ	190.35	20.00	3807.04	4.93	18749.69	351.77	4.80	1686.74
	ⓑ	0.00	20.00	0.00	0.90	0.00	0.00		
	ⓒ	0.00	20.00	0.00	0.60	0.00	0.00		
	계	190.35		3807.04		18749.69	351.77		1686.74

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

- Rd = = 5170.72 kN
- x = = 2.57 m

2) 활하중 반력 (충격 포함)

- $R_l(I+i)$ = 3641.19 kN
- x = = 2.57 m

다. 부력

- Vw = 6.250 × (187.550 − 196.050) × 10.900 × γw = 0.000 kN
- Mvw = Vw × (6.250 / 2) = 0.000 kN · m

라. 상재하중

1) 상재 고정하중

Vd = 15.0 × (2.650 + 0.500) × 10.900 = 515.03 kN
Xc = 6.250 − (2.650 + 0.500) / 2 = 4.68 m
Yc = 1.500 + 3.450 + 3.140 = 8.09 m
MVd = Vd × Xc = 2407.74 kN · m
Hd = Vd × 0.092 = 47.59 kN
MHd = Hd × Yc = 384.99 kN · m

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

qll = (220.0 / 3.00 + 80.0) / 10.900 = 14.07 kN/㎡
Vqll = 14.067 × (2.650 + 0.500) × 10.900 = 483.00 kN
MVqll = Vqll × Xc = 2258.03 kN · m

마. 슈에 작용하는 수평하중

- 고정측 : T-1/2 μm Rm (단 Tf 는 1/2 T 이상) 적용!!
- 가동측 : μm Rm (단 Tm 은 1/2 T 이하)

여기서 T : 교량거더로부터의 전수평력
Rm : 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

1) 제동하중

T (전체제동하중) = 20.000 × 25.05 = 500.90 kN ≤ 6000.0 kN

2) 시동하중

T (전체시동하중) = 33.000 × 25.05 = 826.49 kN ≤ 1000.0 kN

3) 고정단에 작용하는 수평력

Rm (지점 반력) = 5170.722 + 3233.740 = 8404.46 kN
Tf (고정단수평력) = 826.485 − 1/2 × 0.15 × 8,404.462
= 196.150 < 413.243 (= 1/2 T)
Tfb (설계수평력) = 413.243 kN (Tf은 1/2T 이상)

4) 장대레일 종하중 (3.0 kN/m - 1레일당)

가) 고정하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 2 (복선) = 300.54 kN
Rm (지점 반력) = 5170.722 = 5170.72 kN
Tf (고정단수평력) = 300.540 − 1/2 × 0.15 × 5,170.722
= -87.264 < 150.270 (= 1/2 T)
Tfb (설계수평력) = 150.270 kN (Tf은 1/2T 이상)

나) 활하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 2 (복선) = 300.54 kN

Rm (지 점 반 력) = 5170.722 + 3641.191 = 8811.91 kN

Tf (고정단수평력) = 300.540 - 1/2 × 0.15 × 8,811.913

= -360.353 < 150.270 (= 1/2 T)

Tfb (설계수평력) = 150.270 kN (Tf은 1/2T 이상)

바. 토압 (지진시 활하중 L=배면과재 등분포하중)

- qd = 15.00 kN/㎡
- ql = 14.07 kN/㎡

1) 상시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Pa_{1d}(고정하중에 의한 수평력)

= Ka × qd × H × L = 0.271 × 15.000 × 8.090 × 10.900 = 358.44 kN

Pa_{1l}(활하중에 의한 수평력)

= Ka × ql × H × L = 0.271 × 14.067 × 8.090 × 10.900 = 336.15 kN

y_1 = H / 2 = 4.05 m

나) 토압

h_1 = 8.090 m (지하수면 이상)

h_2 = 0.000 m (지하수면 이하)

- 지하수면 이상

Pa_2 = 1/2 × Ka × γt × h_1^2 × L

= 0.500 × 0.271 × 20.00 × 65.45 × 10.900 = 1933.20 kN

y_2 = h_1 / 3 + h_2 = 2.70 m

- 지하수면 이하

Pa_3 = Ka × γt × h1 × h_2 × L

= 0.271 × 20.00 × 8.09 × 0.000 × 10.900 = 0.00 kN

y_3 = h_2 / 2 = 0.00 m

Pa_4 = 1/2 × Ka × γs × h_2^2 × L

= 0.500 × 0.271 × 11.00 × 0.000 × 10.900 = 0.00 kN

y_4 = h_2 / 3 = 0.00 m

2) 지진시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Paed = Kae × qd × H × L

= 0.323 × 15.000 × 8.090 × 10.900 = 427.34 kN

ye_1 = H / 2 = 4.05 m

Paed = Kae × ql × H × L

= 0.323 × 14.067 × 8.090 × 10.900 = 400.77 kN

ye_1 = H / 2 = 4.05 m

나) 토압

Pae_2 = 1/2 × Kae × (1-Kv) × γt × H^2 × L

= 0.500 × 0.323 × (1- 0.000) × 20.00 × 65.45 × 10.900

= 2304.80 kN

ye_2 = H / 2 = 4.05 m

사. 온도하중

: 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다(받침 마찰계수 ; 0.150)

ⓐ 상부고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

T_{s1} = 1112.706 × 0.150 = 166.906 kN

T_{s2} = 983.280 × 0.150 = 147.492 kN

T_{s3} = 978.750 × 0.150 = 146.813 kN

T_{s4} = 983.280 × 0.150 = 147.492 kN

T_{s5} = 1112.706 × 0.150 = 166.906 kN

▶ $\sum T_u$ (복선재하시) = 775.608 kN

아. 지진하중

내진계산서

구분		교 축	교 직
교대	①	1190.878	269.538
	②	922.824	272.298
	③	779.463	273.325
	④	922.824	272.298
	⑤	1190.878	269.538
	⑥	0.000	0.000
	⑦	0.000	0.000
	⑧	0.000	0.000

4. 안 정 검 토

4.1 하중조합

- 하 중 조 합 (고정하중에는 부력을 포함하며, 장대레일종하중은 고려하지 않는다(철도설계기준 p.11-16)

LOAD CASE 1 : 고정하중 + 토압

LOAD CASE 2 : 고정하중(상부하중 제외) + 상재활하중(10kN/m^2) + 토압

LOAD CASE 3 : 고정하중 + 토압 + 열차하중

LOAD CASE 4 : 고정하중 + 토압 + 열차하중 + (시동 또는 제동하중)

LOAD CASE 5 : 고정하중 + 토압 + 열차하중 + 온도하중

LOAD CASE 6 : 고정하중 + 토압 + 지진하중 + 열차하중

가. LOAD CASE 1 = 고정하중 + 토압

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	-	2407.742	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		14074.033		48126.238	2291.643		6663.098

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (48126.238 - 6663.098) / 14074.033 - 6.250 / 2

= -0.179 m

Mo = 14074.033 x 0.1789 = 2518.212 kN · m

나. LOAD CASE 2 = 고정하중(상부하중 제외) + 상재활하중(10kN/m^2) + 토압

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	343.350	-	1605.161	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	238.962	4.045	966.600
토 압		-	-	-	1933.200		5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		8731.636		34060.755	2172.162		6179.798

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (34060.755 - 6179.798) / 8731.636 - 6.250 / 2
= 0.068 m
Mo = 8731.636 x 0.0681 = 594.596 kN · m

다. LOAD CASE 3 = 고정하중 + 토압 + 열차하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.565	8294.543	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	-	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17790.773		58678.805	2627.797		8022.841

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (58678.805 - 8022.841) / 17790.773 - 6.250 / 2
= -0.278 m
Mo = 17790.773 x 0.2777 = 4940.200 kN · m

라. LOAD CASE 4 = 고정하중 + 토압 + 열차하중 (시동 또는 제동하중)

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.565	8294.543	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	-	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	413.243	5.400	2231.510
합 계		17790.773		58678.805	3041.040		10254.351

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58678.805 - 10254.351) / 17790.773 - 6.250 / 2

= -0.403 m

Mo = 17790.773 x 0.4031 = 7171.709 kN · m

마. LOAD CASE 5 = 고정하중 + 토압 + 열차하중 + 온도하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
	부 력	0.000		0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.565	8294.543	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	-	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	5.400	-
온 도		-	-	-	775.608	5.400	4188.285
합 계		17790.773		58678.805	3403.406		12211.126

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (58678.805 - 12211.126) / 17790.773 - 6.250 / 2

= -0.513 m

M_o = 17790.773 × 0.513 = 9128.485 kN · m

바. LOAD CASE 6 = 고정하중 + 토압 + 지진하중 + 열차하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	423.307	-	920.267
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	351.771	-	1686.741
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	1911.099	5.400	10319.934
	활 하 중	3233.740	2.565	8294.543	358.557	5.400	1936.208
상 재 하 중	고정하중	515.025	-	2407.742	47.588	8.090	384.989
	활 하 중	483.000	-	2258.025	13.389	8.090	108.315
상 재 토 압	PD	-	-	-	427.342	4.045	1728.599
	PL	-	-	-	400.769	4.045	1621.112
토 압		-	-	-	2304.799	4.045	9322.912
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17790.773		58678.805	6238.621		28029.079

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58678.805 - 28029.079) / 17790.773 - 6.250 / 2

= -1.402 m

Mo = 17790.773 x 1.4022 = 24946.437 kN · m

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	14074.033	2291.643	2518.212	-0.179	
LOAD CASE 2	8731.636	2172.162	594.596	0.068	
LOAD CASE 3	17790.773	2627.797	4940.200	-0.278	
LOAD CASE 4	17790.773	3041.040	7171.709	-0.403	축력 최대
LOAD CASE 5	17790.773	3403.406	9128.485	-0.513	모멘트 최대
LOAD CASE 6	17790.773	6238.621	24946.437	-1.402	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

NO	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	17790.773	3041.040	7171.709	-0.403	
2	모멘트 최대시	17790.773	3403.406	9128.485	-0.403	
3	지 진 시	17790.773	6238.621	24946.437	-1.402	

4.3. 말뚝안정검토

4.3.1 상시

가. 설계 조건 (내부굴착강관말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시
° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa
° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
° 말뚝 길이(L) = 8.00 m
° 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m
° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 허용지지력

- 말뚝의 면적 = 13151 ㎟, 선단폐쇄면적 = 287475 ㎟
- 단면2차모멘트(I) = 5.879E+08 mm^4 , 탄성계수(E) = 210000 Mpa

a) 수직 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
 - (상 시) Va = 1153.20 kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
 - (상 시) Ha = 173.10 kN

c) 말뚝의 특성치
- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 175364.676 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.50485 1/m
 ∴ βL = 4.04 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토
- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 2.650 m
- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 72076.491 kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.220 1/m
 ∴ βλ = 0.58 ≤ 1 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
축 력 최대시	17790.773	3041.040	7171.709	
모멘트 최대시	17790.773	3403.406	9128.485	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

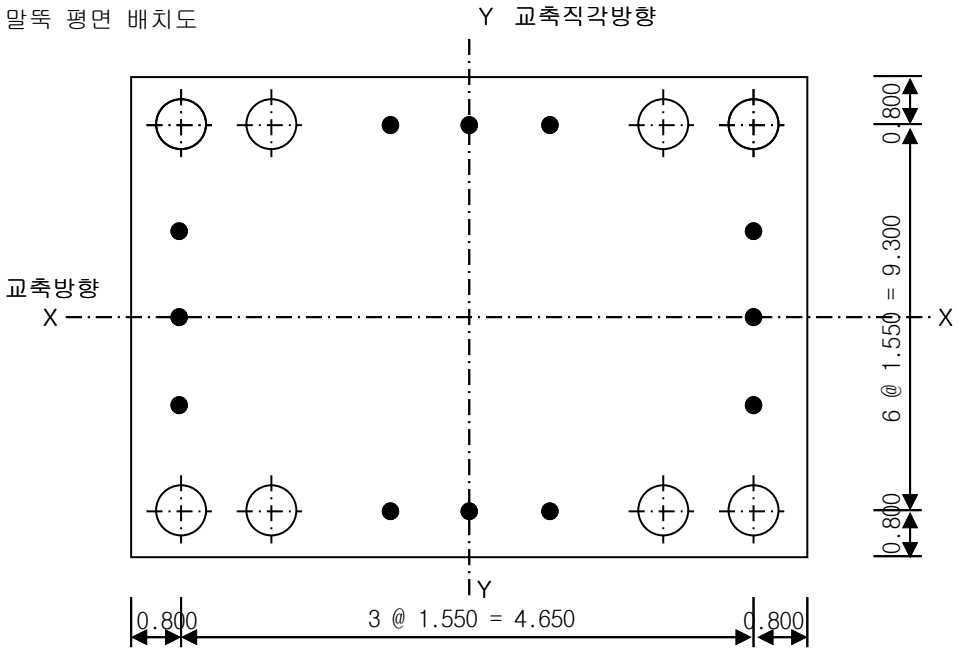
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63546	62936	62936	124662	175365	0.508

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31773	0	0	0	175365	0.508

(1) 축력 최대시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1779292	0	-1762196	4910211	0	18236506

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3041.040	17790.773	7171.709	0.00232071	0.00362322	0.00061751

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00232	0.00506	887.16	108.61	-69.07
2 열	0.00232	0.00410	719.31	108.61	-69.07
3 열	0.00232	0.00314	551.46	108.61	-69.07
4 열	0.00232	0.00219	383.61	108.61	-69.07
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00232	0.00506	887.16	108.61	69.07

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	889646	0	0	4910211	0	14745977

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3041.040	17790.773	7171.709	0.0034183	0.0036232	0.0004864

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00342	0.00475	833.68	108.61	0.00
2 열	0.00342	0.00400	701.48	108.61	0.00
3 열	0.00342	0.00325	569.29	108.61	0.00
4 열	0.00342	0.00249	437.09	108.61	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00342	0.00475	833.68	108.61	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.694	0.00342	69.07	0.00232

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500㎜ 이하인 말뚝의 허용변위량은 15㎜로 한다."

δ = 3.418 ㎜ < δa = 15 ㎜ ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	108.61	말뚝머리 힌 지	수평력	108.61
	수직력	887.16		수직력	833.68
	모멘트	69.07		모멘트	0.69
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	887.16 kN	1153.20 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	108.61 kN	173.10 kN	O.K

(2) 모멘트 최대시

◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1779292	0	-1762196	4910211	0	18236506

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3403.406	17790.773	9128.485	0.00266343	0.00362322	0.00075793

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00266	0.00539	944.41	-	-
2 열	0.00266	0.00421	738.39	-	-
3 열	0.00266	0.00304	532.38	-	-
4 열	0.00266	0.00219	383.61	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00266	0.00539	944.41	0.00	0.00

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	889646	0	0	4910211	0	14745977

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3403.406	17790.773	9128.485	0.0038256	0.0036232	0.0006190

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00383	0.00506	-	-	-
2 열	0.00383	0.00410	-	-	-
3 열	0.00383	0.00314	-	-	-
4 열	0.00383	0.00218	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00383	0.00506	0.00	0.00	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	0.000	0.00383	0.00	0.00266

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

δ = 3.826 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	0.00	말뚝머리 힌 지	수평력	0.00
	수직력	944.41		수직력	0.00
	모멘트	0.00		모멘트	0.00
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	944.41 kN	1153.20 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	0.00 kN	173.10 kN	O.K

4.3.2 지진시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 지진시
° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa
° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
° 말뚝 길이(L) = 8.00 m
° 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m
° 1/β 부근(1.66m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 허용지지력

- 말뚝의 면적 = 13151 ㎟, 선단폐쇄면적 = 287475 ㎟
- 단면2차모멘트(I) = 5.879E+08 mm^4 , 탄성계수(E) = 210000 Mpa

a) 수직 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
 - (지진시) 1729.80 kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
 - (상 시) Ha = 259.60 kN

c) 말뚝의 특성치
- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 175364.676 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.60136 1/m
 ∴ βL = 4.81 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토
- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 2.650 m
- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 72076.491 kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.220 1/m
 ∴ βλ = 0.58 ≤ 1 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (지진시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
지 진 시	17790.773	6238.621	24946.437	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

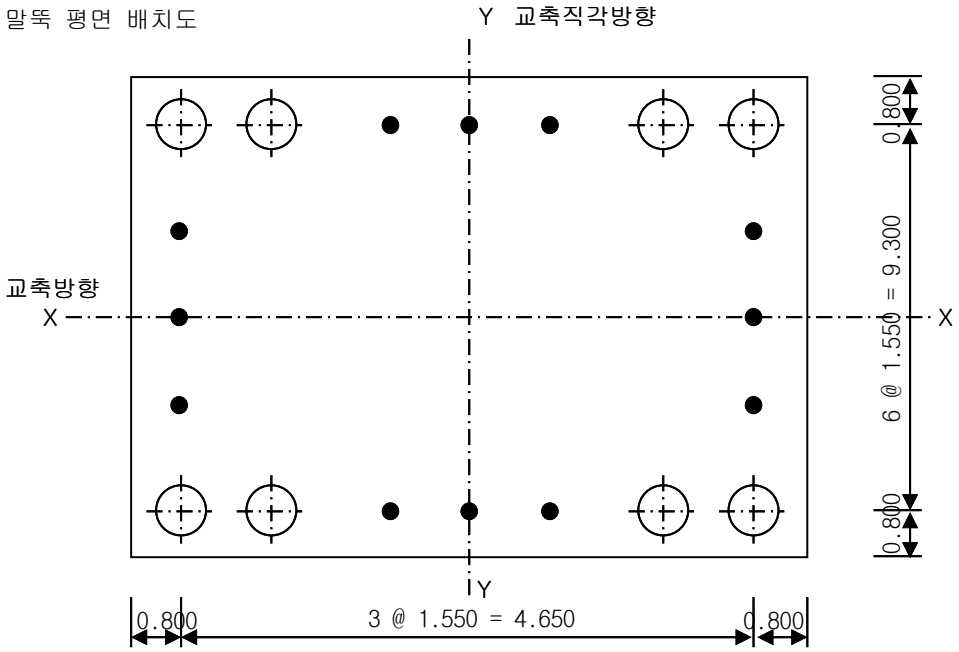
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	107401	89298	89298	148493	175365	0.508

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	53700	0	0	0	175365	0.508

(1) 지진시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	3007227	0	-2500347	4910211	0	18903784

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	6238.621	17790.773	24946.437	0.00356367	0.00362322	0.00179101

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00356	0.00779	1365.62	222.81	-52.28
2 열	0.00356	0.00501	878.80	222.81	-52.28
3 열	0.00356	0.00224	391.97	222.81	-52.28
4 열	0.00356	-0.00054	-94.85	222.81	-52.28
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00356	0.00779	1365.62	222.81	52.28

▷ 축방향 작용 인발력 (94.85 kN) ≤ 축방향 허용 인발력 (167.26 kN) ∴ O.K

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1503613	0	0	4910211	0	14745977

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	6238.621	17790.773	24946.437	0.0041491	0.0036232	0.0016917

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00415	0.00756	1325.15	222.81	0.00
2 열	0.00415	0.00493	865.31	222.81	0.00
3 열	0.00415	0.00231	405.46	222.81	0.00
4 열	0.00415	-0.00031	-54.38	222.81	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00415	0.00756	1325.15	222.81	0.00

▷ 축방향 작용 인발력 (54.38 kN) ≤ 축방향 허용 인발력 (167.26 kN) ∴ O.K

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
지진시	0.013	-1.194	0.00415	52.28	0.00356

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

δ = 4.149 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	222.81	말뚝머리 힌 지	수평력	222.81
	수직력	1365.62		수직력	1325.15
	모멘트	52.28		모멘트	1.19
	β	0.601362		β	0.601362

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
지진시	1365.62 kN	1729.80 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
지진시	222.81 kN	259.60 kN	O.K

5. 벽 체 단 면 설 계

5.1 하중조합

- 하중조합

LOAD CASE 1 = 1.35고정하중+1.6토압
LOAD CASE 2 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4장대레일종하중
LOAD CASE 3 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4(시동+제동)+1.4장대레일종하중
LOAD CASE 4 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4온도하중
LOAD CASE 5 = 1.35고정하중+1.6토압+1.85열차하중(충격미포함)
LOAD CASE 6 = 1.6고정하중+1.6토압+1.6열차하중(충격미포함)
LOAD CASE 7 = 1.0고정하중+1.0열차하중(충격미포함)+1.0토압+1.0지진하중

가. 하중계산

1) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
A-A (흉벽)	①	17.113	24.5	419.269	0.250	104.817	38.740	1.570	60.822
	계	17.113	24.5	419.269	-	104.817	38.740	-	60.822
B-B (벽체)	①	17.113	24.5	419.269	0.250	104.817	38.740	3.295	127.650
	②	33.845	24.5	829.190	0.900	746.271	76.617	0.863	66.082
	계	50.958	24.5	1248.459	-	851.088	115.358	-	193.732
C-C (벽체)	①	17.113	24.5	419.269	0.250	104.817	38.740	5.020	194.477
	②	67.689	24.5	1658.381	0.900	1492.542	153.234	1.725	264.329
	계	84.802	24.5	2077.649	-	1597.360	191.975	-	458.806

2) 상 재 하 중

가) 흉벽이 받는 하중 (단면 A-A)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

나) 벽체가 받는 하중 (단면 B-B)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

다) 벽체가 받는 하중 (단면 C-C)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

3) 상 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.251	×	15.000	×	3.14	×	10.900	=	128.783	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	128.783	×	cos δ					=	126.123	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	128.783	×	sin δ					=	26.042	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.251	×	14.067	×	3.14	×	10.900	=	120.775	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	120.78	×	cos δ					=	118.280	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	120.78	×	sin δ					=	24.423	kN
작 용 점 :	y	=	3.14	/	2					=	1.570	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.251	×	15.000	×	1.725	×	10.900	=	70.749	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	70.749	×	cos (δ+θ)					=	69.287	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	70.749	×	sin (δ+θ)					=	14.307	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.251	×	14.067	×	1.725	×	10.900	=	66.350	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	66.35	×	cos (δ+θ)					=	64.979	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	66.35	×	sin (δ+θ)					=	13.417	kN
작 용 점 :	y	=	1.725	/	2					=	0.863	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.251	×	15.000	×	3.450	×	10.900	=	141.498	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	141.498	×	cos (δ+θ)					=	138.574	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	141.498	×	sin (δ+θ)					=	28.613	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.251	×	14.067	×	3.450	×	10.900	=	132.699	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	132.7	×	cos (δ+θ)					=	129.958	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	132.7	×	sin (δ+θ)					=	26.834	kN
작 용 점 :	y	=	3.45	/	2					=	1.725	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2	×	0.251	×	20.0	×	3.14 ^2	×	10.900	=	269.586	kN
수평 분력 :	Ph	=	269.586	×	cos δ							=	264.017	kN
수직 분력 :	Pv	=	269.586	×	sin δ							=	54.515	kN
작 용 점 :	y	=	3.14	/	3							=	1.047	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.251	×	20.0	×	3.14					=	15.753	kN
	P2	=	15.753	+	0.251	×	20.0	×	1.725			=	24.408	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	15.753	+	24.408)	×	1.725	×	10.900	=	377.563	kN
수평 분력 :	Ph	=	377.563	×	cos (δ+θ)							=	369.762	kN
수직 분력 :	Pv	=	377.563	×	sin (δ+θ)							=	76.350	kN
작 용 점 :	y	=	1.725	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)							=	0.801	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.251	×	20.0	×	3.14				=	15.753	kN
	P2	=	15.753	+	0.251	×	20.0	×	3.450		=	33.062	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	15.753	+	33.062	)	×	3.450	× 10.900	=	917.847	kN
수평 분력 :	Ph	=	917.847	×	cos (δ+Θ)						=	898.885	kN
수직 분력 :	Pv	=	917.847	×	sin (δ+Θ)						=	185.605	kN
작 용 점 :	y	=	3.450	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)						=	1.521	m

4) 지 진 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	15.000	×	3.14	×	10.900		=	165.866	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	165.866	×	cos δ						=	165.866	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	165.866	×	sin δ						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	14.067	×	3.14	×	10.900		=	155.552	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	155.552	×	cos δ						=	155.552	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	155.552	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.140	/	2						=	1.570	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	15.000	×	1.725	×	10.900		=	91.121	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	91.121	×	cos (δ+β)						=	91.121	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	91.121	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	14.067	×	1.725	×	10.900		=	85.455	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	85.455	×	cos (δ+β)						=	85.455	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	85.455	9	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	1.725	/	2						=	0.863	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	15.000	×	3.450	×	10.900		=	182.241	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	182.241	×	cos (δ+β)						=	182.241	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	182.241	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.323	×	14.067	×	3.45	×	10.900		=	170.909	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	170.91	×	cos (δ+β)						=	170.909	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	170.91	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.450	/	2						=	1.725	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2 ×	0.323	×	20.0	×	3.14 ^2	×	10.900	=	347.212	kN
수평 분력 :	Ph	=	347.212	×	cos δ						=	347.212	kN
수직 분력 :	Pv	=	347.212	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.14	/	2						=	1.570	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.323	×	20.0	×	3.14			=	20.289	kN
	P2	=	20.289	+	0.323	×	20.0	×	1.725	=	31.436	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	20.289	+	31.436)	×	1.725	× 10.900	=	486.280	kN
수평 분력 :	Ph	=	486.280	× cos (δ+β)						=	486.280	kN
수직 분력 :	Pv	=	486.280	× sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	1.725	/	2					=	0.863	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.323	×	20.0	×	3.14			=	20.289	kN
	P2	=	20.289	+	0.323	×	20.0	×	3.450	=	42.582	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	20.289	+	42.582)	×	3.450	× 10.900	=	1182.137	kN
수평 분력 :	Ph	=	1182.137	× cos (δ+β)						=	1182.137	kN
수직 분력 :	Pv	=	1182.137	× sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.450	/	2					=	1.725	m

나. 하중 조합

1) LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	1.570	198.013	201.796	316.820
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	581.576	125.255	805.267	169.094	∑H =	390.139	474.350	624.223	758.960
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	829.190	0.900	746.271	1119.407	1007.466	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5170.722	1.035	5351.697	6980.475	7224.791	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	3.295	415.574	201.796	664.919
		벽 체	1.6	14.307	0.000	0.000	22.891	0.000	69.287	0.863	59.760	110.859	95.616
	배면토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6672.145	6223.223	9050.199	8401.351	∑H =	829.189	1503.113	1326.702	2404.981
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②	1.35	1658.381	0.900	1492.542	2238.814	2014.932	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5170.722	1.035	5351.697	6980.475	7224.791	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	5.020	633.136	201.796	1013.017
		벽 체	1.6	28.613	0.000	0.000	45.781	0.000	138.574	1.725	239.041	221.719	382.465
	배면토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	7624.90	6969.494	10367.304	9408.817	∑H =	1427.599	3426.684	2284.158	5482.695

2) LOAD CASE 2 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 장대레일종하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	1.570	198.013	201.796	316.820
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	581.576	125.255	805.267	169.094	∑H =	390.139	474.350	624.223	758.960
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	829.190	0.900	746.271	1119.407	1007.466	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	5170.722	1.035	5351.697	6980.475	7224.791	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	3.295	415.574	201.796	664.919
		벽 체	1.6	14.307	0.000	0.000	22.891	0.000	69.287	0.863	59.760	110.859	95.616
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	150.270	2.175	326.837	210.378	457.572
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6672.145	6223.223	9050.199	8401.351	∑H =	979.459	1829.950	1537.080	2862.553
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②	1.35	1658.381	0.900	1492.542	2238.814	2014.932	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	5170.722	1.035	5351.697	6980.475	7224.791	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	26.042	0.000	0.000	41.668	0.000	126.123	5.020	633.136	201.796	1013.017
		벽 체	1.6	28.613	0.000	0.000	45.781	0.000	138.574	1.725	239.041	221.719	382.465
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	150.270	3.900	586.053	210.378	820.474
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	7624.90	6969.494	10367.304	9408.817	∑H =	1577.869	4012.737	2494.536	6303.169

3) LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 시동, 제동하중 + 1.4 장대레일 종하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중) V	x	M_v	연직력과 모멘트 V	Mv	수평력과 모멘트(사용하중) H	y	M_h	수평력과 모멘트 H	M_h
흉 벽 하 단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	1.570	383.712	391.045	613.940
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	682.665	144.421	951.677	195.927	∑H =	508.420	660.050	813.471	1056.080
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	829.190	0.900	746.271	1119.407	1007.466	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	5170.722	1.035	5351.697	6980.475	7224.791	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3233.740	1.035	3346.921	4527.236	4685.689	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	407.451	1.035	421.712	570.432	590.397	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	3.295	805.307	391.045	1288.492
		벽 체	1.6	27.724	0.000	0.000	44.358	0.000	134.266	0.863	115.804	214.825	185.287
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	150.270	2.175	326.837	210.378	457.572
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	413.243	2.175	898.802	578.540	1258.323
	계			∑V =	10427.84	10011.022	14315.743	13704.270	∑H =	1575.960	3174.530	2408.834	4834.120
벽 체 하 단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②	1.35	1658.381	0.900	1492.542	2238.814	2014.932	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	5170.722	1.035	5351.697	6980.475	7224.791	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3233.740	1.035	3346.921	4527.236	4685.689	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	407.451	1.035	421.712	570.432	590.397	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	5.020	1226.902	391.045	1963.044
		벽 체	1.6	55.447	0.000	0.000	88.716	0.000	268.532	1.725	463.217	429.651	741.148
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	150.270	3.900	586.053	210.378	820.474
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	413.243	3.900	1611.646	578.540	2256.304
	계			∑V =	11394.01	10757.294	15654.316	14711.736	∑H =	2239.349	6442.326	3470.256	9868.183

4) LOAD CASE 4 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 온도하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉 벽	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	1.570	383.712	391.045	613.940
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	682.665	144.421	951.677	195.927	∑H =	508.420	660.050	813.471	1056.080
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	829.190	0.900	746.271	1119.407	1007.466	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5170.722	1.035	5351.697	6980.475	7224.791	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3233.740	1.035	3346.921	4527.236	4685.689	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	407.451	1.035	421.712	570.432	590.397	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	3.295	805.307	391.045	1288.492
		벽 체	1.6	27.724	0.000	0.000	44.358	0.000	134.266	0.863	115.804	214.825	185.287
	배면토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	775.608	2.175	1686.948	1085.852	2361.727
	계			∑V =	10427.84	10011.022	14315.743	13704.270	∑H =	1788.056	3635.838	2705.768	5479.952
벽 체 중 앙 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②	1.35	1658.381	0.900	1492.542	2238.814	2014.932	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	5170.722	1.035	5351.697	6980.475	7224.791	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3233.740	1.035	3346.921	4527.236	4685.689	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	407.451	1.035	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	5.020	1226.902	391.045	1963.044
		벽 체	1.6	55.447	0.000	0.000	88.716	0.000	268.532	1.725	463.217	429.651	741.148
	배면토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	775.608	3.900	3024.872	1085.852	4234.821
	계			∑V =	11394.01	10335.582	15083.884	14121.340	∑H =	2451.445	7269.500	3767.190	11026.226

5) LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중 ①		1.4	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	1.570	383.712	391.045	613.940
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	682.665	144.421	986.177	204.552	∑H =	508.420	660.050	813.471	1056.080
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.4	829.190	0.900	746.271	1119.407	1007.466	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.4	5170.722	1.035	5351.697	6980.475	7224.791	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	3233.740	1.035	3346.921	5982.419	6191.803	-	-	-	-	-
		충 격	1.9	407.451	1.035	421.712	753.785	780.167	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	3.295	805.307	391.045	1288.492
		벽 체	1.6	27.724	0.000	0.000	44.358	0.000	134.266	0.863	115.804	214.825	185.287
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10427.84	10011.022	15988.779	15408.780	∑H =	1012.448	1948.890	1619.917	3118.225
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	419.269	0.250	104.817	566.012	141.503	-	-	-	-	-
		②	1.4	1658.381	0.900	1492.542	2238.814	2014.932	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.4	5170.722	1.035	5351.697	6980.475	7224.791	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	3233.740	1.035	3346.921	5982.419	6191.803	-	-	-	-	-
		충 격	1.9	407.451	1.035	421.712	753.785	780.167	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	5.020	1226.902	391.045	1963.044
		벽 체	1.6	55.447	0.000	0.000	88.716	0.000	268.532	1.725	463.217	429.651	741.148
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	11394.01	10757.294	17327.352	16416.246	∑H =	1675.837	4244.628	2681.339	6791.404

6) LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	419.269	0.250	104.817	670.830	167.707	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	1.570	383.712	391.045	613.940
	배 면 토 압		1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	1.047	276.338	422.427	442.140
	계			∑V =	682.665	144.421	1092.265	231.074	∑H =	508.420	660.050	813.471	1056.080
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	419.269	0.250	104.817	670.830	167.707	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.6	829.190	0.900	746.271	1326.704	1194.034	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	5170.722	1.035	5351.697	8273.155	8562.716	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	3233.740	1.035	3346.921	5173.984	5355.073	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	407.451	1.035	421.712	651.922	674.739	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	3.295	805.307	391.045	1288.492
		벽 체	1.6	27.724	0.000	0.000	44.358	0.000	134.266	0.863	115.804	214.825	185.287
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	2.772	731.767	422.427	1170.827
		벽 체	1.6	76.350	0.000	0.000	122.160	0.000	369.762	0.801	296.012	591.620	473.619
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10427.84	10011.022	16684.547	16017.636	∑H =	1012.448	1948.890	1619.917	3118.225
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	419.269	0.250	104.817	670.830	167.707	-	-	-	-	-
		②	1.6	1658.381	0.900	1492.542	2653.409	2388.068	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	5170.722	1.035	5351.697	8273.155	8562.716	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	3233.740	1.035	3346.921	5173.984	5355.073	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	407.451	1.035	421.712	651.922	674.739	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	50.465	0.000	0.000	80.744	0.000	244.403	5.020	1226.902	391.045	1963.044
		벽 체	1.6	55.447	0.000	0.000	88.716	0.000	268.532	1.725	463.217	429.651	741.148
	배면 토압	흉 벽	1.6	54.515	0.000	0.000	87.224	0.000	264.017	4.497	1187.196	422.427	1899.513
		벽 체	1.6	185.605	0.000	0.000	296.968	0.000	898.885	1.521	1367.312	1438.216	2187.700
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	11394.01	10757.294	18230.418	17211.670	∑H =	1675.837	4244.628	2681.339	6791.404

7) LOAD CASE 7 = 1.0 (1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중 + 1.0 열차하중)

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중) V	x	M_v	연직력과 모멘트 V	Mv	수평력과 모멘트(사용하중) H	y	M_h	수평력과 모멘트 H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	3.140	23.719	7.554	23.719
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	3.140	6.673	2.125	6.673
	자 중	①	1.0	419.269	0.250	104.817	419.269	104.817	38.740	1.570	60.822	38.740	60.822
	상 재 토 압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	321.418	1.570	504.626	321.418	504.626
	배 면 토 압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	347.212	1.570	545.124	347.212	545.124
	계			∑V =	577.685	144.421	577.685	144.421	∑H =	717.050	1140.964	717.050	1140.964
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	4.865	36.749	7.554	36.749
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	4.865	10.339	2.125	10.339
	자 중	①	1.0	419.269	0.250	104.817	419.269	104.817	38.740	3.295	127.650	38.740	127.650
		②,H/2	1.0	829.190	0.900	746.271	829.190	746.271	76.617	0.863	66.082	76.617	66.082
	상부 하중	고정하중	1.0	5170.722	1.035	5351.697	5170.722	5351.697	1911.099	2.175	4156.640	1911.099	4156.640
		활 하 중	1.0	3233.740	1.035	3346.921	3233.740	3346.921	358.557	2.175	779.862	358.557	779.862
		충 격	-	-	1.035	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	321.418	3.295	1059.072	321.418	1059.072
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	176.575	0.863	152.296	176.575	152.296
	배면 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	347.212	3.295	1144.065	347.212	1144.065
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	486.280	0.863	419.417	486.280	419.417
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	9811.34	9589.310	9811.337	9589.310	∑H =	3726.178	7952.171	3726.178	7952.171
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	6.590	49.779	7.554	49.779
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	6.590	14.005	2.125	14.005
	자 중	①	1.0	419.269	0.250	104.817	419.269	104.817	38.740	5.020	194.477	38.740	194.477
		②	1.0	1658.381	0.900	1492.542	1658.381	1492.542	153.234	1.725	264.329	153.234	264.329
	상부 하중	고정하중	1.0	5170.722	1.035	5351.697	5170.722	5351.697	1911.099	3.900	7453.286	1911.099	7453.286
		활 하 중	1.0	3233.740	1.035	3346.921	3233.740	3346.921	358.557	3.900	1398.373	358.557	1398.373
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	321.418	5.020	1613.518	321.418	1613.518
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	353.150	1.725	609.184	353.150	609.184
	배면 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	347.212	5.020	1743.007	347.212	1743.007
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1182.137	1.725	2039.187	1182.137	2039.187
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10640.53	10335.582	10640.527	10335.582	∑H =	4675.228	15379.144	4675.228	15379.144

다. 사용 하중 및 계수 하중

$$\sum M = \sum M_v + \sum M_h \qquad e = \sum M \Big/ \sum \gamma V - B/2 \qquad M_u = \sum \gamma V \bullet e$$

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	∑V	∑H(So)	∑M	e	M_o	∑ɣV	∑ɣH(S_u)	∑M	e	M_u
1	581.576	390.139	599.605	0.781	454.211	805.267	624.223	928.054	0.902	726.737
2	581.576	390.139	599.605	0.781	454.211	805.267	624.223	928.054	0.902	726.737
3	682.665	508.420	804.471	0.928	633.805	951.677	813.471	1252.007	1.066	1014.088
4	682.665	508.420	804.471	0.928	633.805	951.677	813.471	1252.007	1.066	1014.088
5	682.665	508.420	804.471	0.928	633.805	986.177	813.471	1260.632	1.028	1014.088
6	682.665	508.420	804.471	0.928	633.805	1092.265	813.471	1287.154	0.928	1014.088
7	577.685	717.050	1285.385	1.975	1140.964	577.685	717.050	1285.385	1.975	1140.964
Max.		508.420			633.805		813.471			1140.964

2) 벽 체 중 앙 (단 면 B-B)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	∑V	∑H(So)	∑M	e	M_o	∑ɣV	∑ɣH(S_u)	∑M	e	M_u
1	6672.145	829.189	7726.336	0.258	1721.406	9050.199	1326.702	10806.332	0.294	2661.153
2	6672.145	979.459	8053.173	0.307	2048.243	9050.199	1537.080	11263.904	0.345	3118.725
3	10427.842	1575.960	13185.552	0.364	3800.495	14315.743	2408.834	18538.390	0.395	5654.222
4	10427.842	1788.056	13646.861	0.409	4261.803	14315.743	2705.768	19184.222	0.440	6300.053
5	10427.842	1012.448	11959.913	0.247	2574.855	15988.779	1619.917	18527.005	0.259	4137.103
6	10427.842	1012.448	11959.913	0.247	2574.855	16684.547	1619.917	19135.860	0.247	4119.768
7	9811.337	3726.178	17541.482	0.888	8711.278	9811.337	3726.178	17541.482	0.888	8711.278
Max.		1788.056			4261.803		3726.178			8711.278

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	∑V	∑H(So)	∑M	e	M_o	∑γV	∑γH(S_u)	∑M	e	M_u
1	7624.896	1427.599	10396.179	0.463	3533.772	10367.304	2284.158	14891.512	0.536	5560.939
2	7624.896	1577.869	10982.232	0.540	4119.825	10367.304	2494.536	15711.987	0.616	6381.413
3	11394.011	2239.349	17199.620	0.610	6945.010	15654.316	3470.256	24579.919	0.670	10491.035
4	11394.011	2451.445	17605.082	0.645	7350.472	15083.884	3767.190	25147.565	0.767	11572.069
5	11394.011	1675.837	15001.921	0.417	4747.311	17327.352	2681.339	23207.651	0.439	7613.034
6	11394.011	1675.837	15001.921	0.417	4747.311	18230.418	2681.339	24003.074	0.417	7595.698
7	10640.527	4675.228	25714.725	1.517	16138.251	10640.527	4675.228	25714.725	1.517	16138.251
Max.		2451.445			7350.472		4675.228			16138.251

5.2 벽체 단면력 집계

가. 적용 단면력

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	1140.964	813.471	633.805	
벽체 중앙	8711.278	3726.178	4261.803	
벽체 하단	16138.251	4675.228	7350.472	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	104.676	74.63	58.147	
벽체 중앙	799.2	341.851	390.991	
벽체 하단	1480.573	428.92	674.355	

5. 3 철근량 산정

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A) [H = 3.14 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	500.00	400.00	100.00	104.676	74.630	58.147

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	16	-	8	EA	=	1588.800	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 1588.800 mm^2 [사용률 2.154]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 24.922 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03725 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{----------} \quad (2)$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 737.584 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 16009.68 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 1400.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 983.45 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 25.340 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 221.540 kN · mm

ΦMn > Mu (= 104.676 kN · m) [사용률 = 2.116] ∴ O.K!!

나) 전단검토

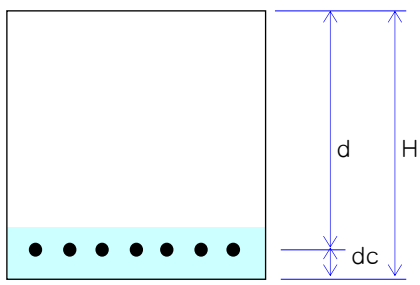
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 400.00 / 1000 = 310.38 kN

x 310.38 > Vu = 74.630 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	400.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	58.147	kN· m,	As =	1588.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 83.86 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 98.369 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 98.369 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 16 / 2 = 92.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 570.55 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 571 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 500 = 1250.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-3 1250.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 1588.800 = 317.760 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

2) 벽 체 중 앙 (단 면 B-B) [H = 1.725 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	799.200	341.851	390.991

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 3.085]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H − (a / k1) − dc) / (a / k1) = 0.06405 > 0.004 − O.K −

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 1313.846 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 68041.13 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 5950.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1751.80 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d − a / 2) = 2433.631 kN · mm

ΦMn > Mu (= 799.200 kN · m) [사용률 = 3.045] ∴ O.K!!

나) 전단검토

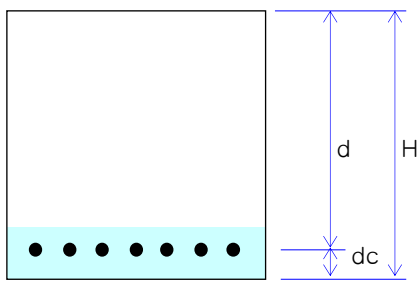
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 341.851 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1800.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1700.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	390.991	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 283.52 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 60.078 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 60.078 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 1048.63 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 1049 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 1800 = 4500.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-3 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 4053.600 = 810.720 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C) [H = 3.45 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1480.573	428.920	674.355

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 1.657]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.06405 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 2446.859 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 68041.13 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 5950.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 3262.48 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 2433.631 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1480.573 kN · m) [사용률 = 1.644] ∴ O.K!!

나) 전단검토

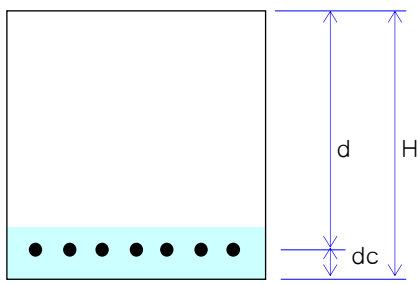
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 428.920 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1800.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1700.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	674.355	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 283.52 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 103.619 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 103.619 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 541.25 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 541 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 1800 = 4500.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 4053.600 = 810.720 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

5.4 날개벽 설계

5.4.1 설계하중

(1) 상재하중

고정하중(qd) = 15.000 kN/㎡

활하중(ql) = 35.000 kN/㎡

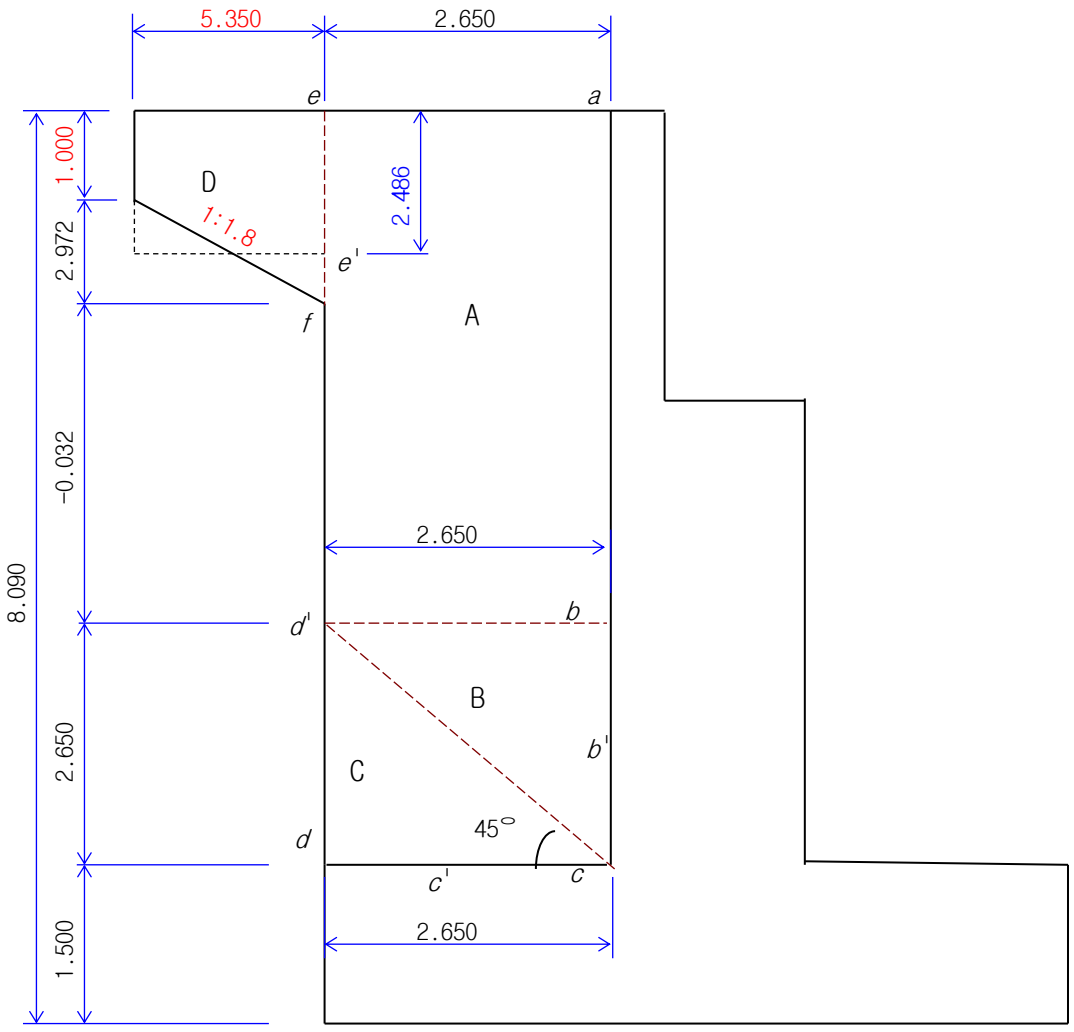
(2) 정지토압계수

Ko = 1 - sinϕ = 0.426

(3) 배면토 단위중량 : 20.000 kN/㎥

5.4.2 설계단면

날개벽 두께 = 1000 ~ 1000 mm



5.4.3 단면력 계산

ⓐ 하중계수 = 1.60

(1) 벽체단면 D

가. 사용하중 상태

Pe	=	1.0	×	0.426	×	50.000						=	21.321	kN/㎡
Pe'	=	1.0	×	0.426	×	20.00	×	2.486	+	Pe		=	42.523	kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')			×	2.486	×	5.350		=	424.567	kN
Md	=	1/2	×	Va	×	5.350						=	1135.716	kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=	1.6	×	0.426	×	50.000						=	34.114	kN/㎡
Pe'	=	1.6	×	0.426	×	20.00	×	2.486	+	Pe		=	68.037	kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')			×	2.486	×	5.350		=	679.307	kN
Md	=	1/2	×	Va	×	5.350						=	1817.145	kN · m

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

Pe	=											=	21.321	kN/㎡
Pd'	=	1.0	×	0.426	×	20.00	×	3.940	+	Pe		=	54.923	kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')			×	3.940	×	2.650		=	398.03	kN
Va_total	=	Va + Vd										=	822.60	kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	2.650	+	Vd	×	2.650	+ Md	=	2788.21	kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=											=	34.114	kN/㎡
Pd'	=	1.6	×	0.426	×	20.00	×	3.940	+	Pe		=	87.877	kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')			×	3.940	×	2.650		=	636.86	kN
Va_total	=	Va + Vd										=	1316.16	kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	2.650	+	Vd	×	2.650	+ Md	=	4461.14	kN · m

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

Pb	=											=	54.923	kN/㎡
Vb	=	Pb	×	2.65								=	145.547	kN/m
Mb	=	1/2	×	Pb	×	2.650	²					=	192.850	kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pb = = 87.877 kN/㎡

Vb = Pb × 2.65 = 232.875 kN/m

Mb = 1/2 × Pb × 2.650 ² = 308.559 kN · m/m

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

Pd' = = 54.923 kN/㎡

Pd = 1.0 × 0.426 × 20.00 × 2.65 + Pd' = 77.524 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 2.650 = 175.492 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 2.650 ² = 219.302 kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pd' = = 87.877 kN/㎡

Pd = 1.6 × 0.426 × 20.00 × 2.65 + Pd' = 124.038 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 2.650 = 280.788 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 2.650 ² = 350.88 kN · m/m

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	730.952	1132.269	308.559	350.883
설계 하중(S)	273.253	334.051	232.875	280.788
사용 하중(M)	456.845	707.668	192.850	219.302

5.4.4 철근량 산정

1) 단면 D [H = 3.972m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	730.952	273.253	456.845

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	–	8	EA	=	3096.800	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 3096.800 mm^2 [사용률 1.345]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 48.577 mm

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.04347 > 0.004 – O.K –

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 2302.212 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 3069.62 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 49.391 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d – a / 2) = 975.832 kN · mm

ΦMn > Mu (= 730.952 kN · m) [사용률 = 1.335] ∴ O.K!!

나) 전단검토

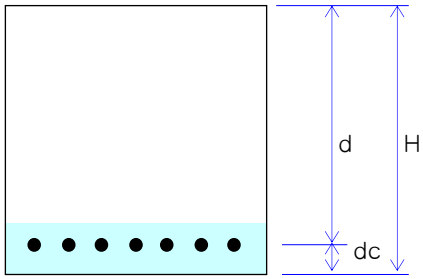
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 273.253 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	456.845	kN· m,	As =	3096.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 177.04 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 175.415 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 175.415 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 226.44 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 226 mm O.K!!

2) 단면 A [H = 3.940m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	1132.269	334.051	707.668

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	–	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 1.123]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.03250 > 0.004 – O.K –

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{----------} \quad (2)$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 3608.109 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 4810.81 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d – a / 2) = 1266.194 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1132.269 kN · m) [사용률 = 1.118] ∴ O.K!!

나) 전단검토

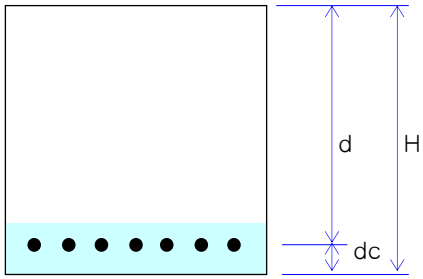
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 334.051 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	707.668	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 199.40 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 209.443 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 209.443 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 157.25 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 157 mm O.K!!

3) 단면 B [H = 6.590m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	308.559	232.875	192.850

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	–	4	EA	=	1548.400	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 1548.400 mm^2 [사용률 1.612]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 24.289 mm

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.08993 > 0.004 – O.K –

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 960.382 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$

⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1280.51 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 24.695 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d – a / 2) = 494.799 kN · mm

ΦMn > Mu (= 308.559 kN · m) [사용률 = 1.604] ∴ O.K!!

나) 전단검토

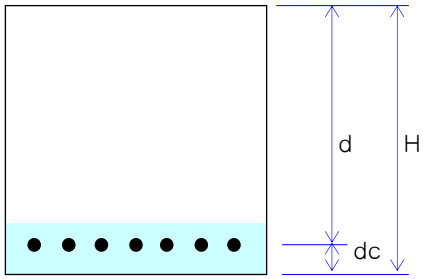
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 232.875 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	192.850	kN· m,	As =	1548.400	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 129.26 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 145.344 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 145.344 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 319.32 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 319 mm O.K!!

4) 단면 C [H = 6.590m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	350.883	280.788	219.302

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	–	4	EA	=	1548.400	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 1548.400 mm^2 [사용률 1.416]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 24.289 mm

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.08993 > 0.004 – O.K –

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{----------} \quad (2)$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 1093.389 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1457.85 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 24.695 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d – a / 2) = 494.799 kN · mm

ΦMn > Mu (= 350.883 kN · m) [사용률 = 1.410] ∴ O.K!!

나) 전단검토

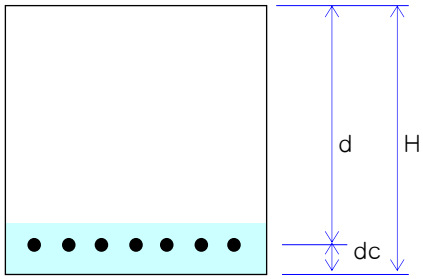
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 280.788 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	219.302	kN· m,	As =	1548.400	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 129.26 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 165.280 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 165.280 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 253.96 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 254 mm O.K!!

6. FOOTING 설계

6.1 하 중 조 합

가. LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		14074.033		48126.238	2291.643		6663.098

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (48126.238 - 6663.098) / 14074.033 - 6.250 / 2

= -0.179 m

Mo = 14074.033 x 0.1789 = 2518.212 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	6184.678	-	18502.975	-	-	-
	배 면 토	5139.508	-	25312.077	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6980.475	2.565	17904.918	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	695.284	4.675	3250.452	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		18999.944		64970.421	3666.629		10660.956

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (64970.421 - 10660.956) / 18999.944 - 6.250 / 2

= -0.267 m

Mo = 18999.944 x 0.2666 = 5065.361 kN · m

나. LOAD CASE 2 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 장대레일종하중

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	150.270	5.400	811.458
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		14074.033		48126.238	2441.913		7474.556

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (48126.238 - 7474.556) / 14074.033 - 6.250 / 2

= -0.237 m

Mo = 14074.033 x 0.2366 = 3329.670 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	6184.678	-	18502.975	-	-	-
	배 면 토	5139.508	-	25312.077	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6980.475	2.565	17904.918	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	695.284	4.675	3250.452	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	210.378	5.400	1136.041
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		18999.944		64970.421	3877.007		11796.997

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (64970.421 - 11796.997) / 18999.944 - 6.250 / 2

= -0.326 m

Mo = 18999.944 x 0.3264 = 6201.402 kN · m

다. LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차하중(충격미포함)
+ 1.4 시동+제동하중 + 1.4 장대레일종하중

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.565	8294.543	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-		336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	150.270	5.400	811.458
시동 또는 제동 하중		-	-	-	413.243	5.400	2231.510
합 계		17790.773		58678.805	3191.310		11065.809

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (58678.805 - 11065.809) / 17790.773 - 6.250 / 2
= -0.449 m
Mo = 17790.773 x 0.4487 = 7983.167 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	6184.678	-	18502.975	-	-	-
	배 면 토	5139.508	-	25312.077	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6980.475	2.565	17904.918	-	-	-
	활 하 중	5097.667	2.565	13075.517	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	695.284	4.675	3250.452	-	-	-
	활 하 중	676.200	4.675	3161.235	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	210.378	5.400	1136.041
시동 또는 제동 하중		-	-	-	578.540	5.400	3124.113
합 계		24773.812		81207.173	4993.393		17096.700

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (81207.173 - 17096.700) / 24773.812 - 6.250 / 2
= -0.537 m
Mo = 24773.812 x 0.5372 = 13307.689 kN · m

라. LOAD CASE 4 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차하중(충격미포함)
+ 1.4 온도하중

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.565	8294.543	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	358.443	4.045	1449.900
	P_L	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	775.608	5.400	4188.285
합 계		17790.773		58678.805	3403.406		12211.126

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (58678.805 - 12211.126) / 17790.773 - 6.250 / 2
= -0.513 m
M_o = 17790.773 × 0.513 = 9128.485 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	6184.678	-	18502.975	-	-	-
	배 면 토	5139.508	-	25312.077	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6980.475	2.565	17904.918	-	-	-
	활 하 중	5097.667	2.565	13075.517	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	695.284	4.675	3250.452	-	-	-
	활 하 중	676.200	4.675	3161.235	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	P_L	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	1085.852	5.400	5863.599
합 계		24773.812		81207.173	5290.327		18700.144

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (81207.173 - 18700.144) / 24773.812 - 6.250 / 2
= -0.602 m
M_o = 24773.812 × 0.602 = 14911.133 kN · m

마. LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.565	8294.543	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17790.773		58678.805	2627.797		8022.841

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58678.805 - 8022.841) / 17790.773 - 6.250 / 2

= -0.278 m

Mo = 17790.773 x 0.2777 = 4940.200 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	6184.678	-	18502.975	-	-	-
	배 면 토	5139.508	-	25312.077	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6980.475	2.565	17904.918	-	-	-
	활 하 중	5982.419	2.565	15344.904	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	695.284	4.675	3250.452	-	-	-
	활 하 중	893.550	4.675	4177.346	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8341.116
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25875.913		84492.671	4204.476		12836.546

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (84492.671 - 12836.546) / 25875.913 - 6.250 / 2

= -0.356 m

Mo = 25875.913 x 0.3558 = 9206.102 kN · m

바. LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4581.243	-	13705.907	-	-	-
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	-	-	-
	활 하 중	3233.740	2.565	8294.543	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	358.443	4.045	1449.900
	PL	-	-	-	336.154	4.045	1359.743
토 압		-	-	-	1933.200	-	5213.197
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17790.773		58678.805	2627.797		8022.841

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58678.805 - 8022.841) / 17790.773 - 6.250 / 2

= -0.278 m

Mo = 17790.773 x 0.2777 = 4940.200 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7329.988	-	23300.042	-	-	-
	배 면 토	6091.269	-	31874.468	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	8273.155	2.565	21220.643	-	-	-
	활 하 중	5173.984	2.565	13271.268	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	824.040	4.675	3852.387	-	-	-
	활 하 중	772.800	4.675	3612.840	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	573.508	4.045	2319.841
	PL	-	-	-	537.847	4.045	2175.590
토 압		-	-	-	3093.121	-	8862.435
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		28465.236		97131.648	4204.476		13357.865

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (97131.648 - 13357.865) / 28465.236 - 6.250 / 2

= -0.182 m

Mo = 28465.236 x 0.1820 = 5180.080 kN · m

사. LOAD CASE 7 = 1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중+ 1.0 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자중	교 대	4581.243	-	13705.907	423.307	-	920.267
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	351.771	-	1686.741
상부하중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	1911.099	5.400	10319.934
	활 하 중	3233.740	2.565	8294.543	358.557	5.400	1936.208
상재하중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	47.588	-	384.989
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	13.389	-	108.315
상재토압	PD	-	-	-	427.342	4.045	1728.599
	PL	-	-	-	400.769	4.045	1621.112
토압		-	-	-	2304.799	4.045	9322.912
장대레일종하중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17790.773		58678.805	6238.621		28029.079

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58678.805 - 28029.079) / 17790.773 - 6.250 / 2

= -1.402 m

Mo = 17790.773 x 1.4022 = 24946.437 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자중	교 대	4581.243	-	13705.907	423.307	-	920.267
	배 면 토	3807.043	-	18749.687	351.771	-	1686.741
상부하중	고정하중	5170.722	2.565	13262.902	1911.099	5.400	10319.934
	활 하 중	3233.740	2.565	8294.543	358.557	5.400	1936.208
상재하중	고정하중	515.025	4.675	2407.742	47.588	-	384.989
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	13.389	-	108.315
상재토압	PD	-	-	-	427.342	4.045	1728.599
	PL	-	-	-	400.769	4.045	1621.112
토압		-	-	-	2304.799	4.045	9322.912
장대레일종하중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17790.773		58678.805	6238.621		28029.079

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58678.805 - 28029.079) / 17790.773 - 6.250 / 2

= -1.402 m

Mo = 17790.773 x 1.4022 = 24946.437 kN · m

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	14074.033	2291.643	2518.212	-0.179	
LOAD CASE2	14074.033	2441.913	3329.670	-0.237	
LOAD CASE3	17790.773	3191.310	7983.167	-0.449	
LOAD CASE4	17790.773	3403.406	9128.485	-0.513	
LOAD CASE5	17790.773	2627.797	4940.200	-0.278	
LOAD CASE6	17790.773	2627.797	4940.200	-0.278	
LOAD CASE7	17790.773	6238.621	24946.437	-1.402	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	18999.944	3666.629	5065.361	-0.267	
LOAD CASE2	18999.944	3877.007	6201.402	-0.326	
LOAD CASE3	24773.812	4993.393	13307.689	-0.537	
LOAD CASE4	24773.812	5290.327	14911.133	-0.602	
LOAD CASE5	25875.913	4204.476	9206.102	-0.356	
LOAD CASE6	28465.236	4204.476	5180.080	-0.182	
LOAD CASE7	17790.773	6238.621	24946.437	-1.402	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	17790.773	3403.406	9128.485	24773.812	5290.327	14911.133
축 력 최대시	17790.773	3191.310	7983.167	28465.236	4204.476	5180.080
지 진 시	17790.773	6238.621	24946.437	17790.773	6238.621	24946.437

6.4. PILE 검토

6.4.1 축력최대시-상시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시

° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa

° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm

° 말뚝 길이(L) = 8.00 m

° 확대기초 제원

- 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m

° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15

° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 175364.676 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = 4√(Kh×D/(4×EI)) = 0.50568 1/m

∴ βL = 4.05 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	17790.773	3191.310	7983.167	
극 한 하 중	28465.236	4204.476	5180.080	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

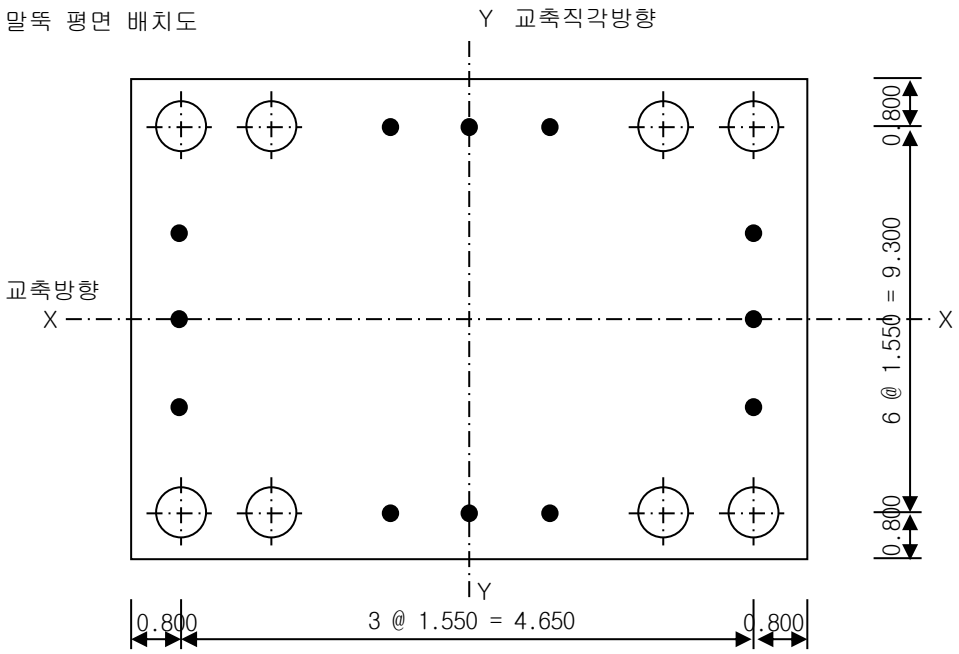
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	175365	0.508

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31930	0	0	0	175365	0.508

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1788108	0	-1768012	4910211	0	18242262

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3191.310	17790.773	7983.167	0.00245246	0.00362322	0.00067531

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00245	0.00519	910.72	113.98	-70.53
2 열	0.00245	0.00415	727.16	113.98	-70.53
3 열	0.00245	0.00310	543.61	113.98	-70.53
4 열	0.00245	0.00205	360.05	113.98	-70.53
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00245	0.00519	910.72	113.98	70.53

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	894054	0	0	4910211	0	14745977

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3191.310	17790.773	7983.167	0.0035695	0.0036232	0.0005414

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00357	0.00488	856.12	113.98	0.00
2 열	0.00357	0.00404	708.96	113.98	0.00
3 열	0.00357	0.00320	561.81	113.98	0.00
4 열	0.00357	0.00236	414.65	113.98	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00357	0.00488	856.12	113.98	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.727	0.00357	70.53	0.00245

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	113.98	말뚝머리 힌 지	수평력	113.98
	수직력	910.72		수직력	856.12
	모멘트	70.53		모멘트	0.73
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	105.5	17.3	65.5	17.3
허용 응력	140.0	80.0	140.0	80.0
비 고	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 910.72}{\pi \times 0.609\ \text{^2}}$$

= 3.127 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

fca = 0.25xfck = 7.50 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h) h} = \frac{910.723}{\pi (0.609 + 1.400) \times 1.400}$$

= 0.103 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa **- O.K -**

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{113.975}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.872 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{113.975}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.059 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa **- O.K -**

e) 펀칭전단 검토 (극한하중 재하시)

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 6311.5 mm

ΦSn = Φv(1.06 √fck×bp×d) = 0.8 ×(1.06 × √30 ×6311.5 ×1400.0) /1000

= 38589.980 kN ≥ 1247.427 kN **- O.K -**

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	4204.476	28465.236	5180.08	0.00291	0.00580	0.00057

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1247.427	150.160
2 열	1093.553	150.160
3 열	939.678	150.160
4 열	785.804	150.160
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1247.427	150.160

나. 말뚝머리 힌지시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	4204.475539	28465.236	5180.080057	0.00470	0.00580	0.00035

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1159.844	150.160
2 열	1064.358	150.160
3 열	968.873	150.160
4 열	873.388	150.160
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1159.844	150.160

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1247.427	910.723
2 열	1093.553	727.164
3 열	939.678	543.605
4 열	785.804	360.046
-	-	-
-	-	-
-	-	-

6.4.2 모멘트최대시-상시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시
° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa
° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
° 말뚝 길이(L) = 8.00 m
° 확대기초 제원
  - 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m
° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 175364.676 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = 4√(Kh×D/(4×EI)) = 0.50568 1/m
  ∴ βL = 4.05 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	17790.773	3403.406	9128.485	
극 한 하 중	24773.812	5290.327	14911.133	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

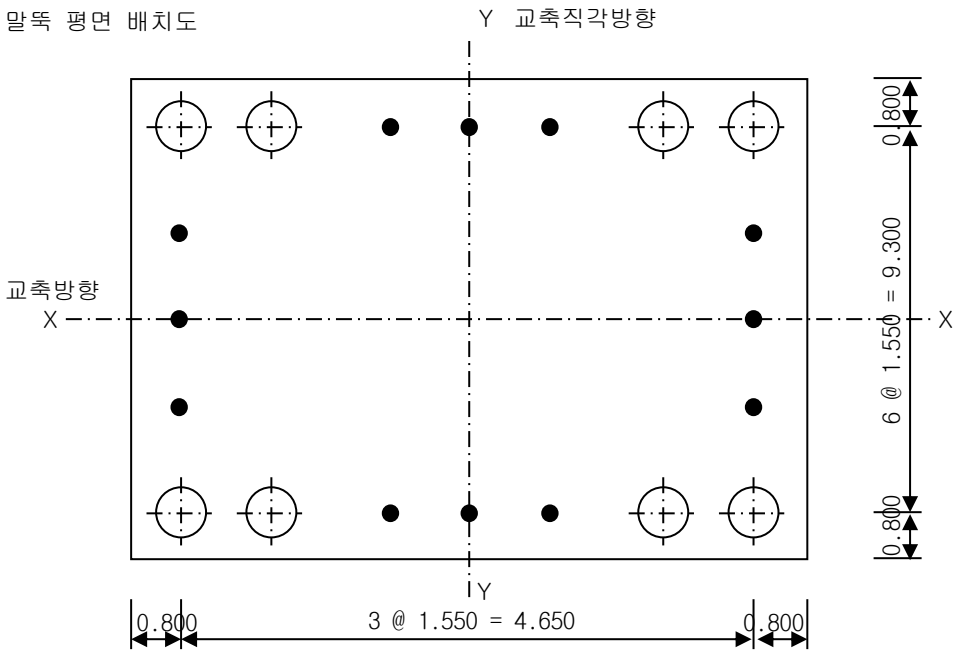
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	175365	0.508

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31930	0	0	0	175365	0.508

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1788108	0	-1768012	4910211	0	18242262

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3403.406	17790.773	9128.485	0.00265230	0.00362322	0.00075746

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00265	0.00538	944.22	121.55	-72.89
2 열	0.00265	0.00421	738.33	121.55	-72.89
3 열	0.00265	0.00304	532.44	121.55	-72.89
4 열	0.00265	0.00186	326.55	121.55	-72.89
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00265	0.00538	944.22	121.55	72.89

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	894054	0	0	4910211	0	14745977

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3403.406	17790.773	9128.485	0.0038067	0.0036232	0.0006190

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00381	0.00506	887.79	121.55	0.00
2 열	0.00381	0.00410	719.52	121.55	0.00
3 열	0.00381	0.00314	551.25	121.55	0.00
4 열	0.00381	0.00218	382.98	121.55	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00381	0.00506	887.79	121.55	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.775	0.00381	72.89	0.00265

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	121.55	말뚝머리 힌 지	수평력	121.55
	수직력	944.22		수직력	887.79
	모멘트	72.89		모멘트	0.77
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	109.3	18.5	67.9	18.5
허용 응력	140.0	80.0	140.0	80.0
비 고	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 944.22}{\pi \times 0.609\ \text{^2}}$$

= 3.242 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

fca = 0.25xfck = 7.50 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h) h} = \frac{944.219}{\pi (0.609 + 1.400) \times 1.400}$$

= 0.107 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa **- O.K -**

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{121.550}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.996 MPa < fca = 7.500 MPa **- O.K -**

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{121.550}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.063 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa **- O.K -**

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 6311.5 mm

ΦSn = Φv(1.06 √fck×bp×d) = 0.8 ×(1.06 × √30 ×6311.5 ×1400.0) /1000

= 38589.980 kN ≥ 1382.675 kN **- O.K -**

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	5290.327	24773.812	14911.13	0.00417	0.00505	0.00122

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1382.675	188.940
2 열	1050.744	188.940
3 열	718.814	188.940
4 열	386.883	188.940
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1382.675	188.940

나. 말뚝머리 힌지시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	5290.327159	24773.812	14911.13276	0.00592	0.00505	0.00101

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1297.068	188.940
2 열	1022.209	188.940
3 열	747.349	188.940
4 열	472.490	188.940
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1297.068	188.940

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1382.675	944.219
2 열	1050.744	738.329
3 열	718.814	532.440
4 열	386.883	326.551
-	-	-
-	-	-
-	-	-

6.4.3 지진시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 지진시
° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa
° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
° 말뚝 길이(L) = 8.00 m
° 확대기초 제원
  - 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m
° 1/β 부근(1.66m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 175364.676 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.60136 1/m
  ∴ βL = 4.81 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (지진시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	17790.773	6238.621	24946.437	
극 한 하 중	17790.773	6238.621	24946.437	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

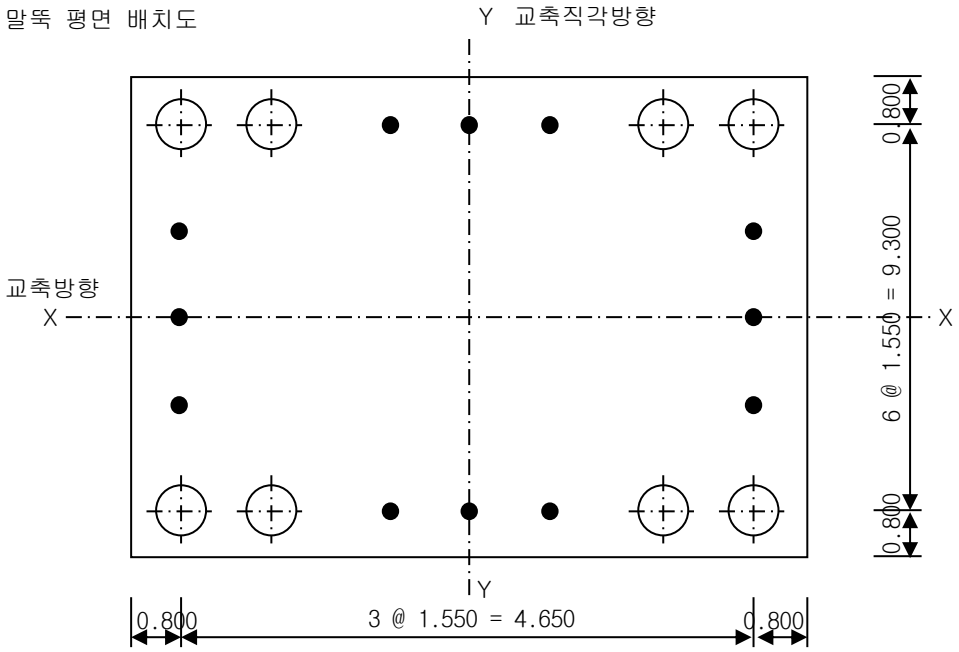
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	107401	89298	89298	148493	175365	0.508

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	53700	0	0	0	175365	0.508

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	7	2	0.775	7
3	-0.775	7	4	-2.325	7

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	3007227	0	-2500347	4910211	0	18903784

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	6238.621	17790.773	24946.437	0.00356367	0.00362322	0.00179101

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00356	0.00779	1365.62	222.81	-52.28
2 열	0.00356	0.00501	878.80	222.81	-52.28
3 열	0.00356	0.00224	391.97	222.81	-52.28
4 열	0.00356	-0.00054	-94.85	222.81	-52.28
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00356	0.00779	1365.62	222.81	52.28

▷ 축방향 작용 인발력 (94.85 kN) > 축방향 허용 인발력 (0.00 kN) ∴ N.G

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1503613	0	0	4910211	0	14745977

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	6238.621	17790.773	24946.437	0.0041491	0.0036232	0.0016917

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00415	0.00756	1325.15	222.81	0.00
2 열	0.00415	0.00493	865.31	222.81	0.00
3 열	0.00415	0.00231	405.46	222.81	0.00
4 열	0.00415	-0.00031	-54.38	222.81	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00415	0.00756	1325.15	222.81	0.00

▷ 축방향 작용 인발력 (54.38 kN) > 축방향 허용 인발력 (0.00 kN) ∴ N.G

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
지진시	0.013	-1.194	0.00415	52.28	0.00356

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	222.81	말뚝머리 힌 지	수평력	222.81
	수직력	1365.62		수직력	1325.15
	모멘트	52.28		모멘트	1.19
	β	0.601362		β	0.601362

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	130.7	33.9	101.4	33.9
허용 응력	217.0	124.0	217.0	124.0
비 고	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 1365.62}{\pi \times 0.609\ \hat{}2}$$

= 4.688 MPa < fca = 9.975 MPa **- O.K -**

fca = 1.33x(0.25xfck) = 9.98 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h) h} = \frac{1365.620}{\pi (0.609 + 1.400) \times 1.400}$$

= 0.155 MPa < τ_{a3} = 1.330 MPa **- O.K -**

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{222.808}{0.609 \times 0.100}$$

= 3.659 MPa < fca = 9.975 MPa **- O.K -**

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{222.808}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.116 MPa < τ_{a3} = 1.330 MPa **- O.K -**

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 6311.5 mm

ΦSn = Φv(1.06 √fck×bp×d) = 0.8 ×(1.06 × √30 ×6311.5 ×1400.0) /1000

= 38589.980 kN ≥ 1365.620 kN **- O.K -**

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	6238.621	17790.773	24946.44	0.00356	0.00362	0.00179

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	1365.620	222.808
2 열	878.797	222.808
3 열	391.973	222.808
4 열	-94.851	222.808
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1365.620	222.808

나. 말뚝머리 힌지시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	6238.621329	17790.773	24946.43732	0.00415	0.00362	0.00169

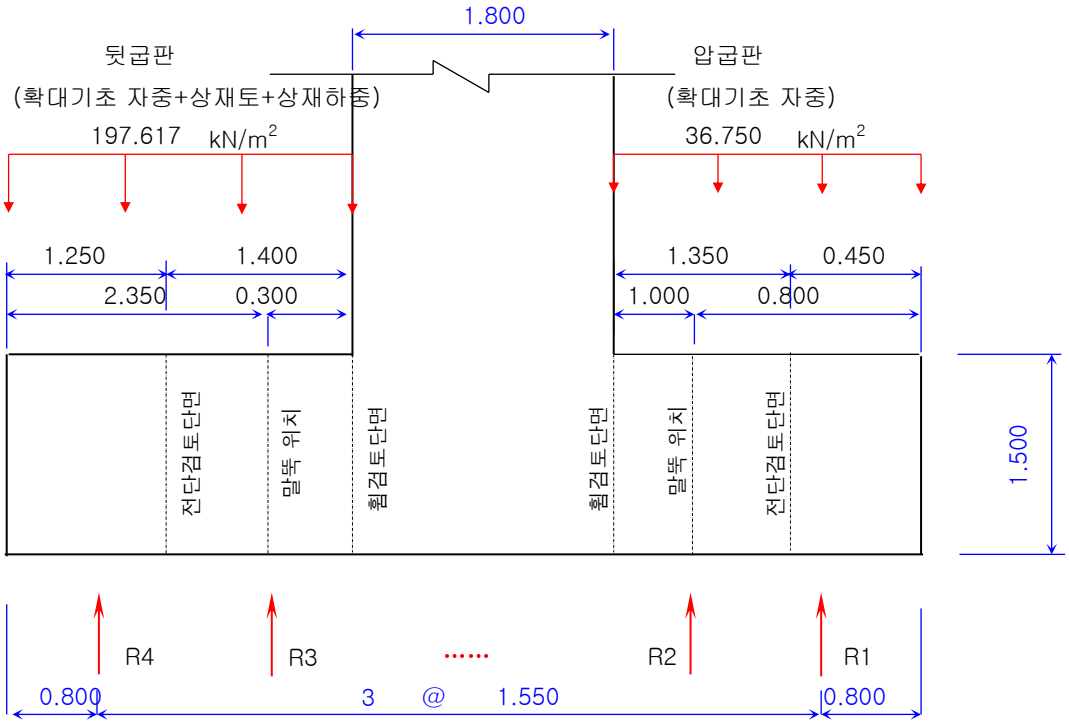
ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	1325.148	222.808
2 열	865.306	222.808
3 열	405.464	222.808
4 열	-54.379	222.808
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1325.148	222.808

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	지진시	
	극한하중	사용하중
1 열	1365.620	1365.620
2 열	878.797	878.797
3 열	391.973	391.973
4 열	-94.851	-94.851
-	-	-
-	-	-
-	-	-

6.5 기초 단면검토



가. 말뚝 반력 집계

- 극한하중 재하시

구 분	상 시		지진시	적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	1247.427	1382.675	1365.620	1382.675	MAX
2 열	1093.553	1050.744	878.797	1093.553	MAX
3 열	939.678	718.814	391.973	391.973	MIN
4 열	785.804	386.883	-94.851	-94.851	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN

- 사용하중 재하시

구 분	상 시			적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	910.723	944.219		944.219	MAX
2 열	727.164	738.329		738.329	MAX
3 열	543.605	532.440		532.440	MIN
4 열	360.046	326.551		326.551	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN

나. 앞굽판 단면력 산정 (철도설계기준 P507)

① 검토위치에서 고정하중(기초)에 의한 단면력

⊙ q_d = = 36.750 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, M = $q_d \times L^2 \div 2$

= 36.75 × 1.80 $^2 \div 2$ = 59.535 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, S_i = $q_d \times L$

= 36.75 × 1.80 = 66.150 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 7 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\dfrac{PNi \times 7\ EA}{b(\text{유효폭})}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	2.00	R3	R1	R2	R3	
1,382.675	1,093.553	-	887.956	-	-	1.35

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.000	-	-	887.956	- 80.372	807.584

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R1	R2	R3			
887.956	-	-	887.956	- 89.303	798.654

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	R2	R3	R1	R2	R3	
944.219	738.329	-	606.379	-	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.000	-	-	606.379	- 59.535	546.844

다. 뒷굽판 단면력 산정

① 검토위치에서 고정하중(기초, 상재토)에 의한 단면력(하중계수 제외)

⊙ q_d = = 197.617 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, M = $q_d \times L^2 \div 2$

= 197.62 × 2.65 $^2 \div 2$ = 693.884 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, S_i = $q_d \times L$

= 197.62 × 2.65 = 523.69 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 7 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\dfrac{PNi \times 7\ EA}{b(유효폭)}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수		
R4	R3	R2	R4	R3	R2			
-94.851	391.973	-	-60.913	251.726	-	1.35	1.60	1.40

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.850	0.300	-	-37.172	-1,054.908	-1,092.080

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R4	R3	R2			
-60.913	251.726	-	190.812	-796.157	-605.345

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R4	R3	R2	R4	R3	R2	
326.551	532.440	-	209.712	341.934	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.850	0.300	-	490.547	-693.884	-203.337

6.6 철근량 산정

1) 뒷굽판

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1500.00	1400.00	100.00	1092.080	605.345	203.337

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	–	8	EA	=	3096.800	mm^2 ,	d1 = 100	mm
Use As (2단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 200	mm
Use As (3단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 3096.800 mm^2 [사용률 1.412]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 48.577 mm

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.06928 > 0.004 – O.K –

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 2193.788 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$

⇒ MAX As = 56033.87 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 4900.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2925.05 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 49.391 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d – a / 2) = 1533.256 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1092.080 kN · m) [사용률 = 1.404] ∴ O.K!!

나) 전단검토

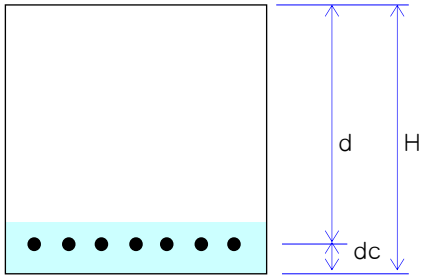
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1400.00 / 1000 = 1086.32 kN

ΦVc= 1086.32 > Vu = 605.345 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1400.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	203.337	kN· m,	As =	3096.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 225.64 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 49.563 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 49.563 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 1271.11 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 1271 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1500 = 3000.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10· 1800.00 mm^2

인 장 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 3096.800 = 619.360 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

2) 앞굽판

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1500.00	1350.00	150.00	807.584	798.654	546.844

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	19	–	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d1 = 150	mm
Use As (2단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 250	mm
Use As (3단)	:	H	0	–	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 2292.000 mm^2 [사용률 1.366]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 35.953 mm

εt = 0.003 · (H – (a / k1) – dc) / (a / k1) = 0.09117 > 0.004 – O.K –

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 1678.055 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 54032.66 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 4725.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2237.41 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 36.555 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d – a / 2) = 1098.831 kN · mm

ΦMn > Mu (= 807.584 kN · m) [사용률 = 1.361] ∴ O.K!!

<3차현장자문회의 결과 반영>

나) 전단검토

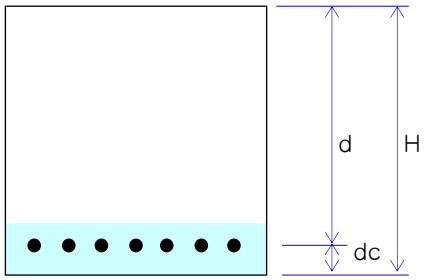
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1350.00 / 1000 = 1047.52 kN

ΦVc= 1047.52 > Vu = 798.654 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1350.00	mm,	dc =	150.00	mm ,
Mo =	546.844	kN· m,	As =	2292.000	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 192.71 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 185.561 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 185.561 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 19 / 2 = 90.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 198.14 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 198 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1500 = 3000.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10· 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

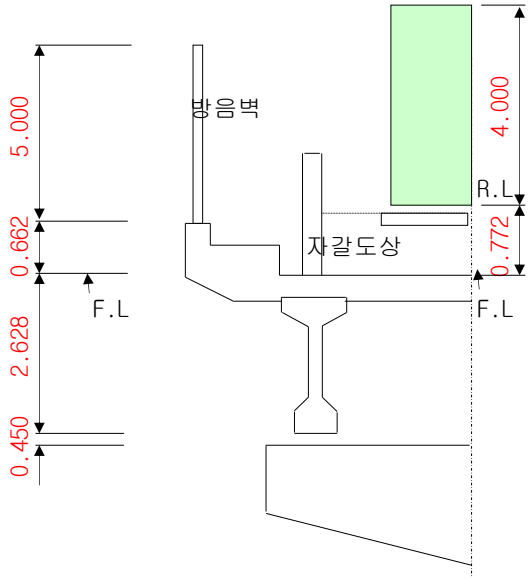
- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 2292.000 = 458.400 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

<3차현장자문회의 결과 반영>

7. 교량받침부 검토 (고정)

7.1 하중산정



< KL2012>

▣ 원심하중 = 5.650 M

▣ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.850 M

▣ 풍하중(열차비재하) = 4.595 M

풍하중(열차재하) = 4.150 M

1) 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중

ΣR_d = 5170.722 kN

R_{d1} = 1112.706 kN

나) 활하중 (충격 포함)

▣ 상시

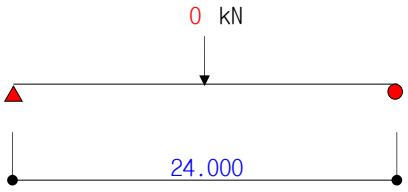
ΣR_L = 3641.191 kN

R_{L1} = 987.505 kN

다) 차량 횡하중(KRL-2012)

- 궤도중심선과 직각을 이룬 레일의 윗면에 수평하게 집중하중으로 작용하며, 직선과 곡선 궤도 모두 적
- 그 크기 Q=100kN으로 정하며, 충격계수 및 원심력 감소계수와 곱해서 적용하지 않음.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.

KL2012



P_{Lf} = 0.000 kN (교대이므로 시종점부 중 한 군데만 적용)

M_{Lf} = 0.000 × 3.850 = 0.000 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$P_i = \left[\frac{M_{Lf}}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_{Lf}	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	0.000	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			2.000	0.000	↓
G5			4.000	0.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 0.000 / 5 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

라) 원심하중

KL2012

곡선반경 : R = ∞ L = 24.000 V = 250 km/hr

$$\therefore \left(\max = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.575}{127 \times \infty} = 0.000 \right.$$

$$f = 1 - \frac{V - 120}{1000} \times \frac{814}{V} 1.75) \times (1 \sqrt{\frac{2.88}{L}}) = 0.575$$

상부반력 (P_L) 3233.740 kN (충격 제외)

P_c = 3233.74 × 0.000 = 0.000 kN

M_c = 0.000 × 5.650 = 0.000 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$P_i = \left[\frac{M_c}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	0.000	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			2.000	0.000	↓
G5			4.000	0.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 0.000 / 5 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

마) 풍하중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (W_n)

상부구조 W_n = 3.000 × 8.290 × 12.450 = 309.632 kN

M_n = 309.632 × 4.595 = 1422.759 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$P_i = \left[\frac{M_n}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_n	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	1422.759	40.000	4.000	142.276	↑
G2			2.000	71.138	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			2.000	71.138	↓
G5			4.000	142.276	↓

② 교량상에 열차가 있을 때 (W_t)

상부구조 W_t = 1.500 × 7.400 × 12.450 = 138.195 kN

M_t = 138.195 × 4.150 = 573.509 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$P_i = \left[\frac{M_t}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_t	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	573.509	40.000	4.000	57.351	↑
G2			2.000	28.675	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			2.000	28.675	↓
G5			4.000	57.351	↓

③ 적용하중

H_w = 138.195 / 5 shoe

= 27.639 kN

P_w = 57.351 kN

바) 지진하중(내진계산서 참조)

① 하중 작용점 0.45

P_E = 1356.997 kN

M_c = 1356.997 × 0.450 = 610.649 kN · m

② 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$R_{pi} = \left[\frac{M_c}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	R_{Pi}(kN)	비 고
G1	610.649	40.000	4.000	61.065	↑
G2			2.000	30.532	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			2.000	30.532	↓
G5			4.000	61.065	↓

H_E = 273.325 kN

R_E = 61.065 kN

2) 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중

$\sum R_d$ = 5170.722 kN

R_{d1} = 1112.706 kN

나) 활하중

▣ 상시

$\sum R_L$ = 3641.191 kN

R_{L1} = 987.505 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 413.243 / 5 shoe

= 82.649 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 150.270 / 5 shoe

= 30.054 kN

마) 지진하중(내진계산서 참조)

H_E = 1190.878 kN

3) 하중 조합 (받침 1개소당)

가) 교축직각방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + MAX(횡하중, 원심하중) + 풍하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + 지진하중

나) 교축방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + 시·제동하중 + 장대레일종하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격고려) + 지진하중

다) 받침용량 검토

구 분		작용력		R (교대)
		수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	2157.562	27.639	0.80
	지진시	2161.276	273.325	
교축 방향	상시	2100.211	112.703	0.80
	지진시	2100.211	1190.878	

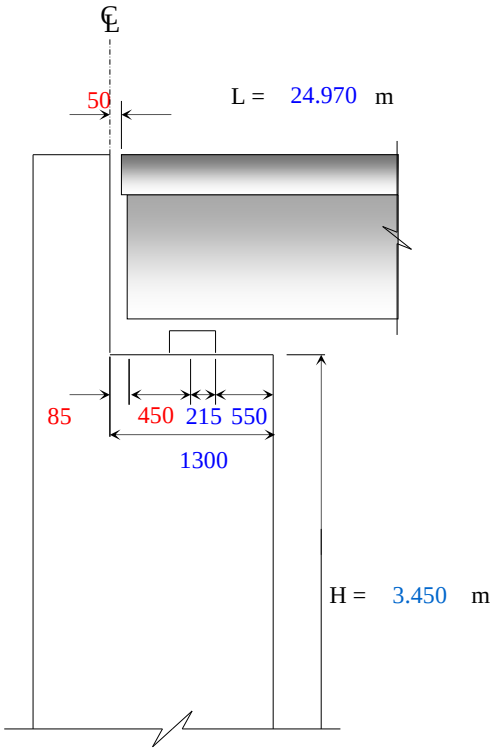
라) 철근 검토 하중 (허용응력 증가계수 적용)

구 분		작용력		검토단면력 (증가계수 적용)		허용응력 증가계수
		수직하중	수평하중	수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	2157.562	27.639	1598.194	20.473	1.35
	지진시	2161.276	273.325	1543.768	195.232	1.40
교축 방향	상시	2100.211	112.703	1680.169	90.162	1.25
	지진시	2100.211	1190.878	1500.151	850.627	1.40

7.2 받침검토

1) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 430 × 585 mm
▣ 높 이 : 209 mm
▣ 사 각 : 90 °



2) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

< 550 mm - O.K -

3) 최소받침 지지거리

가) 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

where, N : 최소받침 지지길이(mm)
L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)
H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)
교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이.
단경간교의 평균높이는 0으로 한다.
기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이
Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (˚)

$N = (200 + 1.67 \times 24.97 + 6.66 \times 3.45) \times (1+0.000125 \times 0.0) =$ 264.68

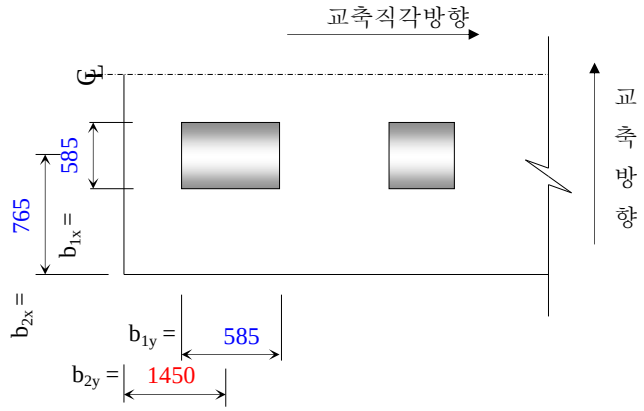
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 =$ 450 mm
$S_2 =$ 215 / 2 = 107.50 mm
$S_3 =$ 20 + 0.5L = 324.85 mm
$S_1 + S_2 + S_3 =$ 450 + 107.50 + 324.85 = 882.35 mm

∴ Max (N, ∑S) = 882.35 mm < 1215.00 - O.K -

4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 765 = 1530.0 < 5 \times b_{1x} = 2925.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1450 = 2900.0 < 5 \times b_{1y} = 2925.0$ mm

$A_{sx1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 585 / 1530) \times 1680168.8 / 180$

$= 1441.3$ ㎟

$A_{sx1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 585 / 1530) \times 1500150.7 / 180$

$= 1286.9$ ㎟

$A_{sy1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 585 / 2900) \times 1598194.0 / 180$

$= 1771.9$ ㎟

$A_{sy1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 585 / 2900) \times 1543768.475 / 180$

$= 1711.6$ ㎟

나) 수평하중에대한 보강

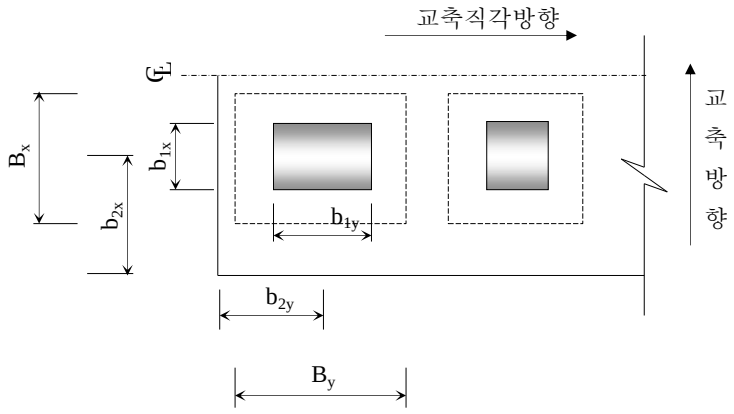
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 90162 / 180 = 500.9$ ㎟ - 상시

$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 850627 / 180 = 4725.7$ ㎟ - 지진시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 20473 / 180 = 113.7$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 195232 / 180 = 1084.6$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 585 + 1450 = 2035.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 765.0 mm 가 $B_x/2$ = 1017.5 mm 보다 작으므로 보정 필요.

Bx = b2x + (b1x + b2y) / 2

= 765 + (585 + 1450) / 2 = 1782.5 mm

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 585 + 765 = 1350.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = A_{sy1} + A_{sy2} = 1771.900 + 113.741 = 1885.641 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = A_{sy1} + A_{sy2} = 1711.600 + 1084.623 = 2796.223 ㎟

B_y = 1350.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 16 - 10 EA × 2 단 = 3972.000 ㎟ > 2796.223 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

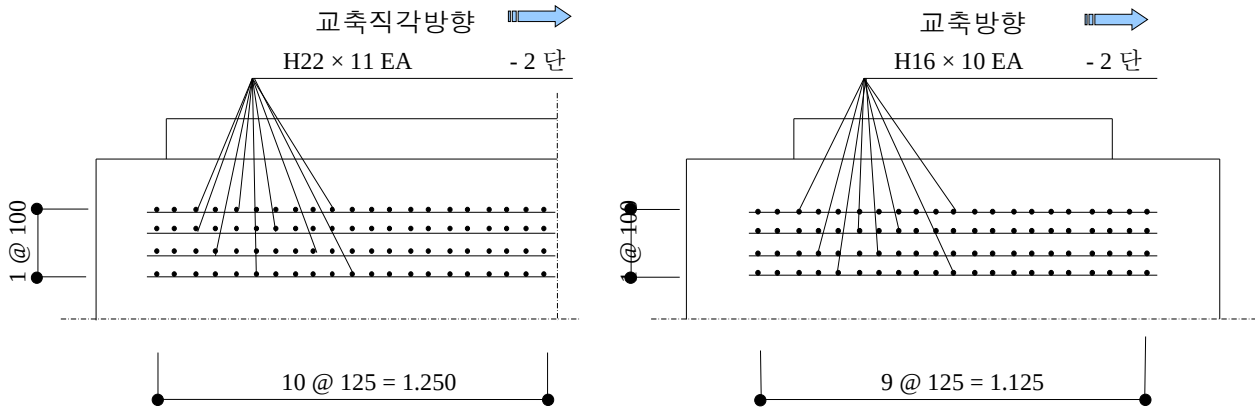
$A_{sx(상시)}$ = A_{sx1} + A_{sx2} = 1441.300 + 500.900 = 1942.200 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = A_{sx1} + A_{sx2} = 1286.900 + 4725.706 = 6012.606 ㎟

B_x = 1782.5 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 22 - 11 EA × 2 단 = 8516.200 ㎟ > 6012.606 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

☞ 보강개념 : 수평하중에 의한 교좌받침과 하부구조 상면사이의 전단력에 대하여 수직철근의 전단마찰로 보강

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{195232.1}{180} = 1084.62 \ ㎟$$

Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 2 ea = 4369.200 ㎟ > 1084.623 ㎟ **- O.K -**

(CTC 125)

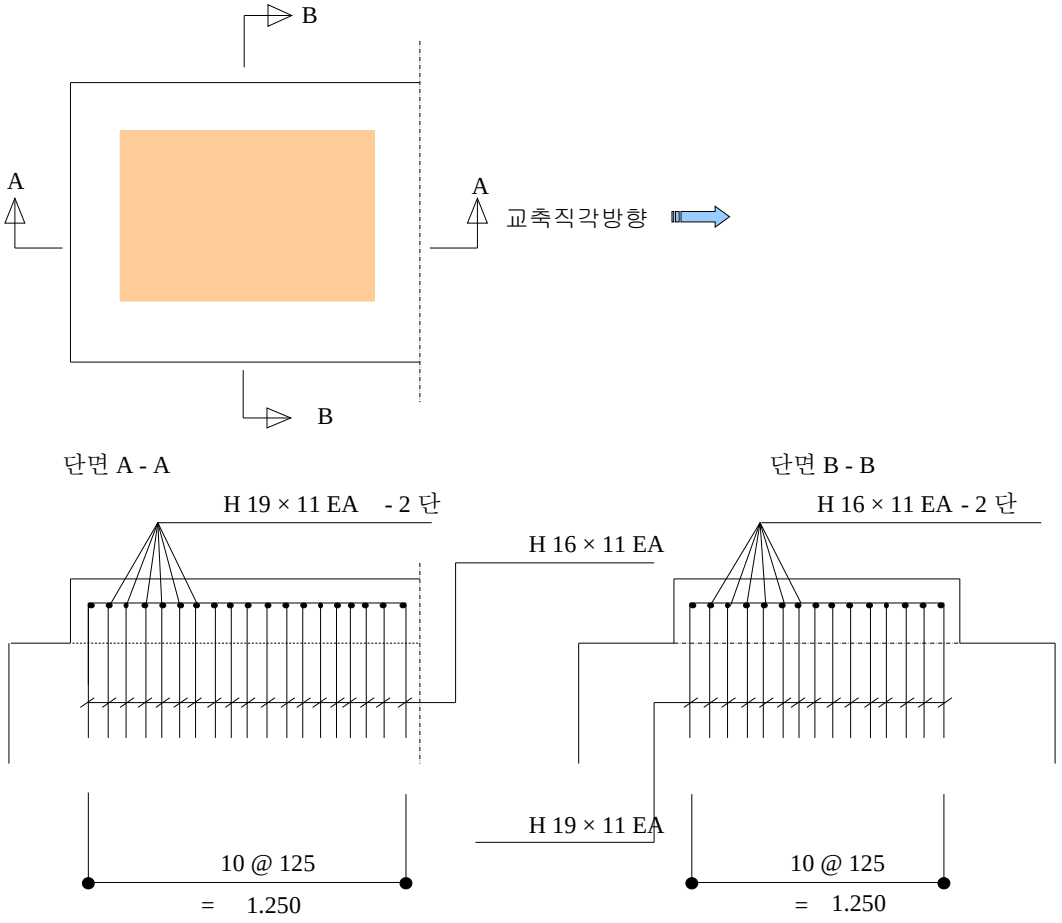
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{850627.1}{180} = 4725.71 \ ㎟$$

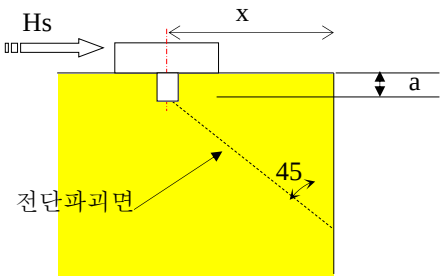
Use A_{sx} = H 19 - 11 EA × 2 ea = 6303.000 ㎟ > 4725.706 ㎟ **- O.K -**

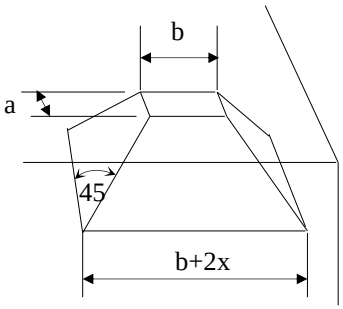
(CTC 125)

다) 철근배치도



6) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{195232}{7146375} = 0.027 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = √2 ·X· (2X + 2a + b) = 7146375 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 195232 N

X : 1450 mm

a : 0 mm

b : 585 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{850627}{2288162} = 0.69 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = √2 ·X· (2X + 2a + b) = 2288162 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 850627 N

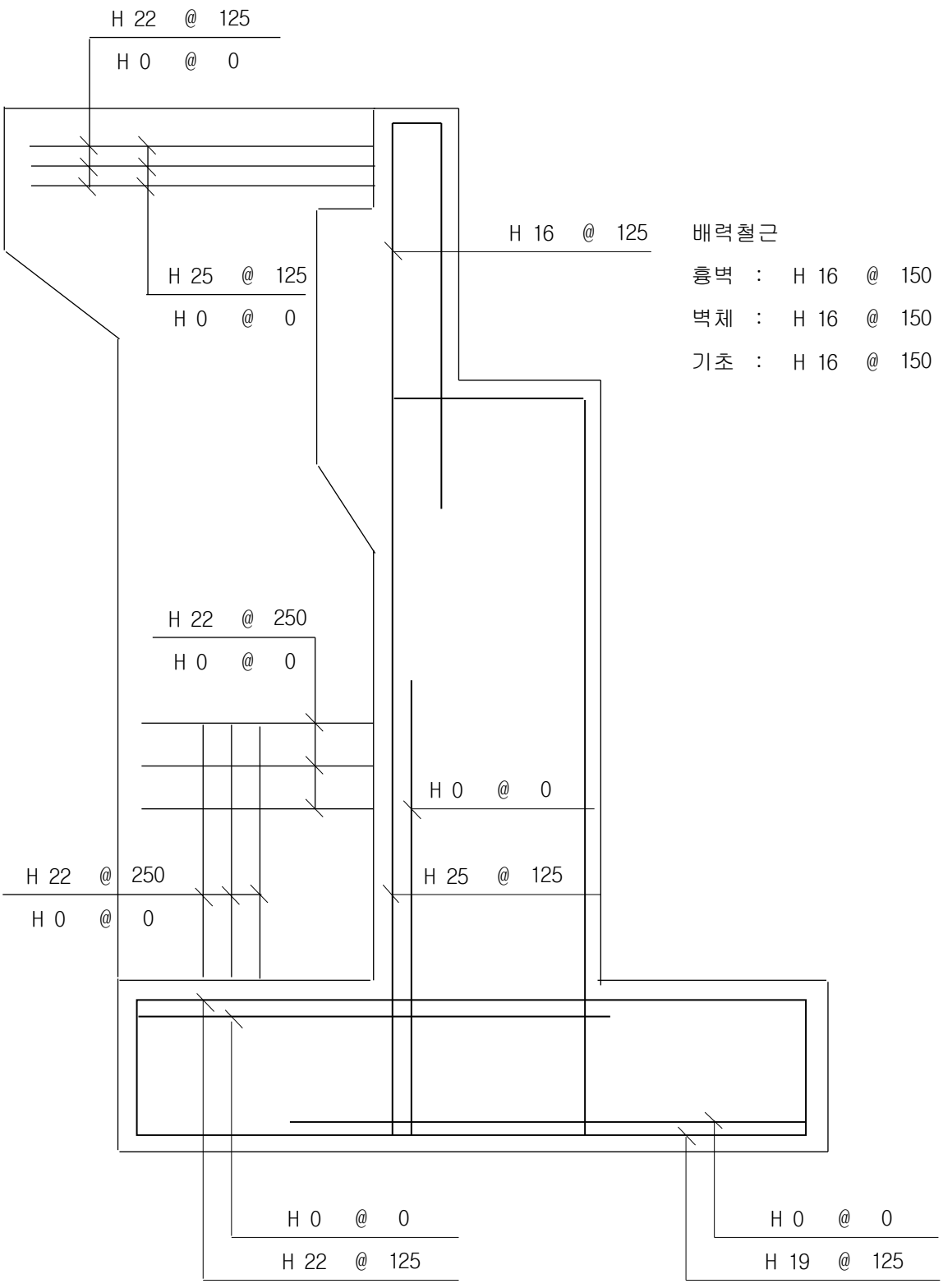
X : 765 mm

a : 0 mm

b : 585 mm

8.주철근 조립도

탑리제2교 교대 A2



배력철근

흉벽 : H 16 @ 150

벽체 : H 16 @ 150

기초 : H 16 @ 150

2.3 교각공

2.3.1 P1

1. 설 계 조 건

1.1 형식

1) 상부형식 ; **PSC BEAM** + **PSC BEAM**

평면선형 R = 2,400 설계지간 L = **24.000** m

평면선형 R = 2,400 설계지간 L = **24.000** m

2) 교각형식 ; T 형교각 (H = **15.000** M)

3) 기초형식 ; **직접기초** **(L= 0.000 m)**

1.2 설계하중

1) 고정하중

철근콘크리트 단위중량 : **24.5** kN/m³

2) 활 하 중 : **KRL2012** (복 선)

충격계수 i (%) ; PSC BEAM (시점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **0.126**

PSC BEAM (종점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **0.126**

3) 풍 하 중

교량상에 열차가 있을때 W = **1.5** kN/㎡

교량상에 열차가 없을때 W = **3.0** kN/㎡

원형 또는 이에 준하는 단면을 갖는 부재에 고려할 풍하중은 위에 규정한 값의 **0.6** 배로 한다.

4) 종 하 중 (충격은 고려하지 않음)

① KL2012

제동하중 : 20kN/m × L(m) ≤ 6000kN

시동하중 : 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN

②장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - fo = ± 3 L

레일 신축이음장치가 있는 경우 - fo = ± 500

5) 원 심 하 중

충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 궤도면상 1.8m 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.

6) 차 량 횡 하 중

레일윗면에 교축직각방향으로 **0** kN 으로 정한다.

자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.

7) 지진하중

가속도계수 Kh = **0.154** (구역계수 0.11 × 위험도계수 1.4)

지반 계수 S = **1.2**

1.3 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 fck = **30** Mpa

나) 탄성계수 Ec = **8,500** $\sqrt[3]{fcu}$ (fcu=fck+4)

= **27500** MPa

2) 철근 SD40

가) 항복응력 : fy = **400** Mpa

나) 탄성계수 : Es = **200000** MPa

1.4 흙의 성질

1) 흙의 단위중량 (γt) = **19.0** kN/㎥

2) 흙의 포화단위중량 (γsat) = **20.0** kN/㎥

3) 흙의 수중단위중량 (γsub) = **10.0** kN/㎥

4) 기초저면의 N치 = **50**

5) 기초저면의 내부마찰각 Φ = 33.00 ° (지반조사 보고서 참조)

(다만, N > 5)

6) 최대지반반력 상시 = 1000

지진시 = 1500 (1.5배)

7) 기초의 각종 계수들

허용지지력에 대한 검토	전도에 대한 검토	활동에 대한 검토
평상시 = Qu/ 3	평상시 = B / 6	평상시 = 1.5
지진시 = Qu/ 2	지진시 = B / 3	지진시 = 1.2

Φb = 2/3 × 33.00 = 22.000 tanΦb = 0.404	흙과 콘크리트
tanΦb = 0.600	암과 콘크리트

1.5 참고문헌

▣ 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)

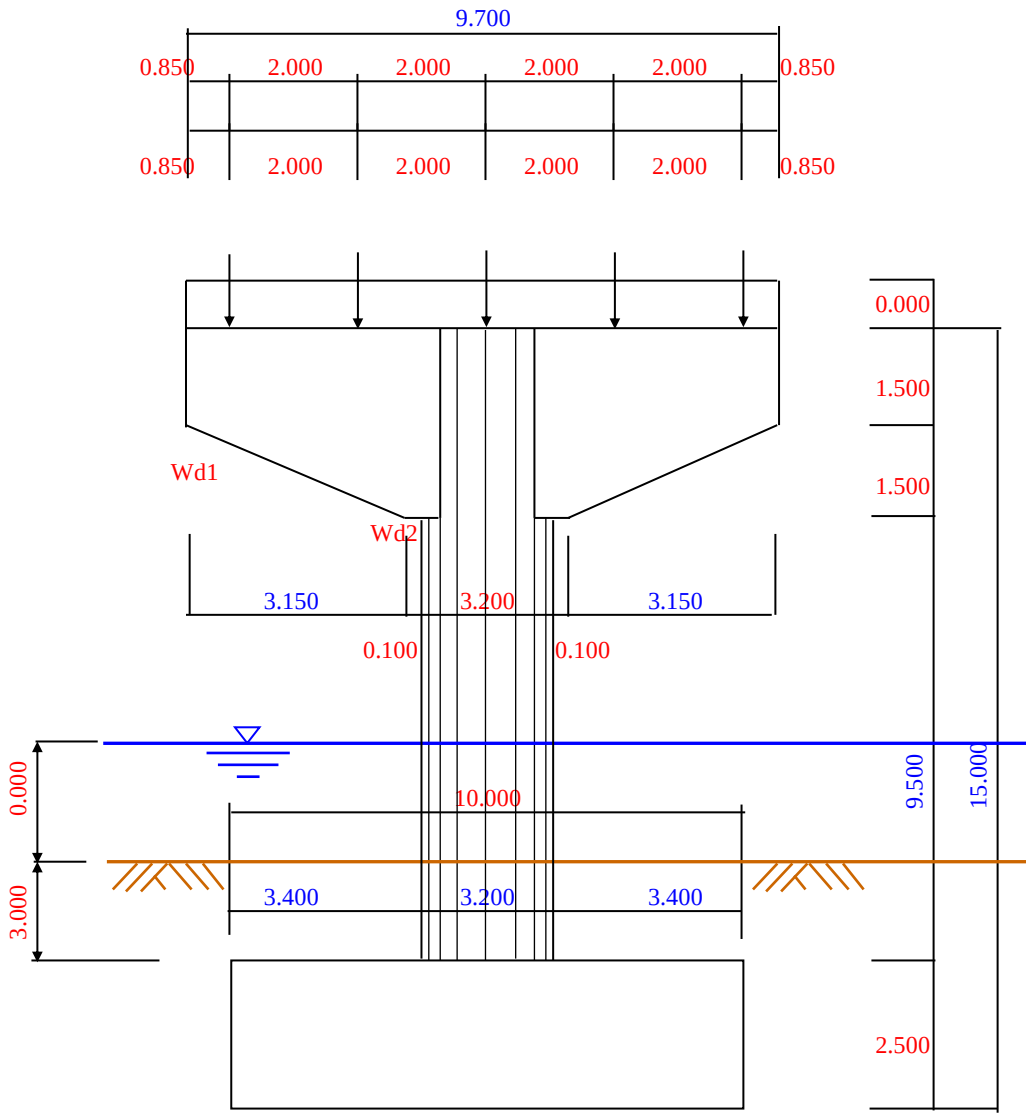
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단,2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

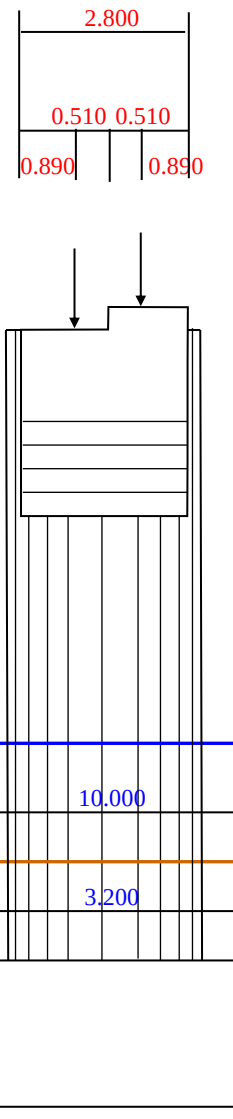
2. 단 면 가 정 P1

1.1 교각 단면 제원

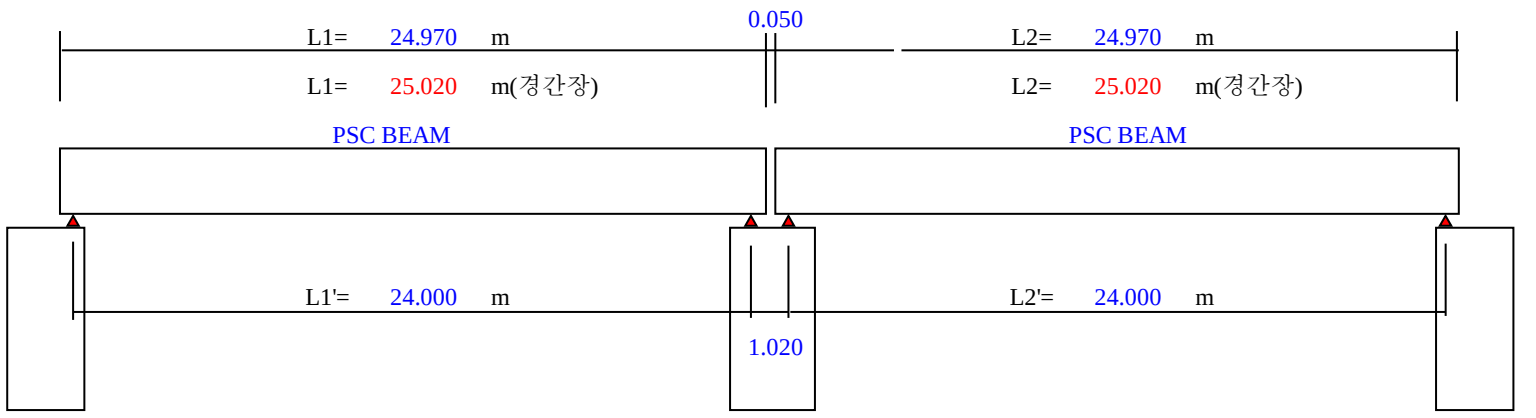
1) 교축직각방향



2) 교축 방향

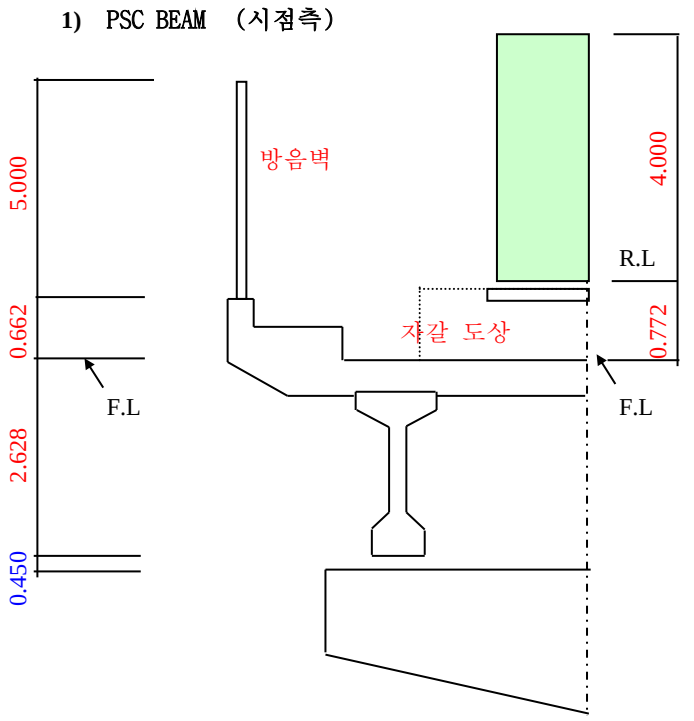


1.2 상부 제원



1.3 하중작용 위치산정

1) PSC BEAM (시점측)



▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

= 5.650 M

▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

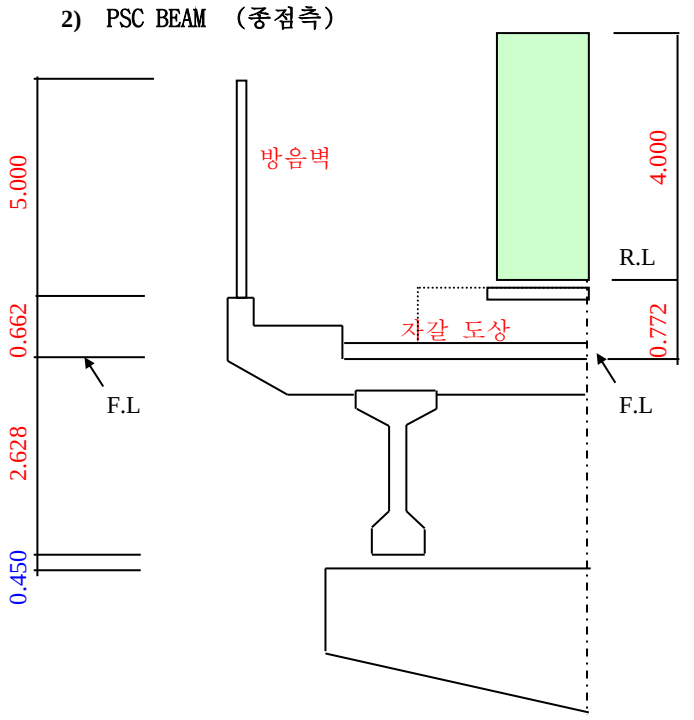
= 3.850 M

▶ 풍하중(열차비재하) = 4.595 M

풍하중(열차재하) = 4.595 M

▶ 지진하중(고정하중) = 1.764 M

2) PSC BEAM (종점측)



▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

= 5.650 M

▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.850 M

▶ 풍하중(열차비재하) = 4.595 M

풍하중(열차재하) = 4.595 M

▶ 지진하중(고정하중) = 1.764 M

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5		∑
고정하중 반력(KN)	PSC BEAM	**1112.71**	**983.28**	**978.75**	**983.28**	**1112.71**		5170.72
	PSC BEAM	**1112.71**	**983.28**	**978.75**	**983.28**	**1112.71**		5170.72
계		2225.41	1966.56	1957.50	1966.56	2225.41		10341.44

▣ 교각자중

- COPING ;

Wd1 = 1.500 x 2.800 x 24.500 = 102.900 kN/m

Wd2 = 3.000 x 2.800 x 24.500 = 205.800 kN/m

- 기 둥 ; Pc = π / 4 x 3.200^2 x 24.500 x 9.500 = 1871.887 kN

- 기 초 ; Wf1 = 2.500 x 10.000 x 24.500 = 612.500 kN/m

2) 활 하 중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- PSC BEAM(25.02m)

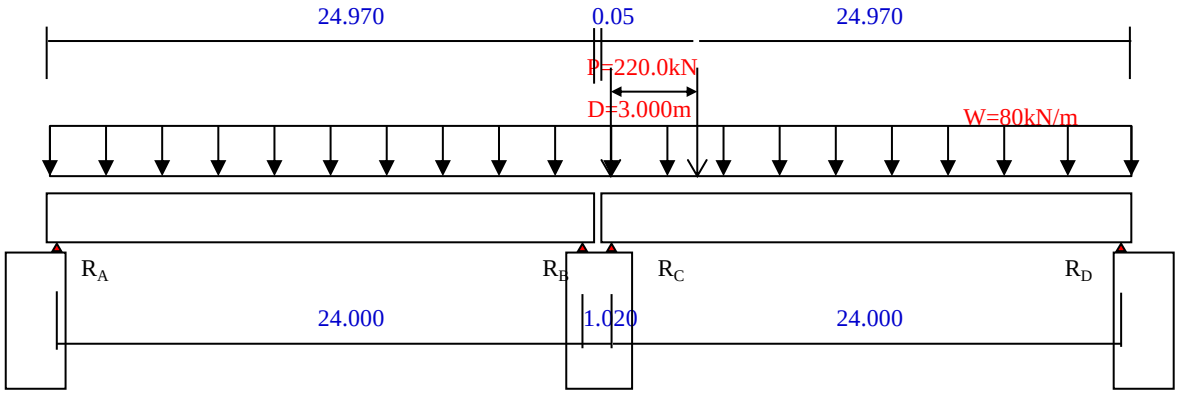
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		∑
활 하 중 (복선)	0.142	0.273	0.170	0.273	0.142		1.00
활 하 중 (단선)	0.283	0.469	0.170	0.078	0.000		1.00
보도 하중 (복선)	0.353	0.106	0.083	0.106	0.352		1.00
보도 하중 (단선)	0.861	0.204	0.083	0.008	-0.156		1.00

- PSC BEAM(25.02m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5		∑
활 하 중 (복선)	0.142	0.273	0.170	0.273	0.142		1.00
활 하 중 (단선)	0.283	0.469	0.170	0.078	0.000		1.00
보도 하중 (복선)	0.353	0.106	0.083	0.106	0.352		1.00
보도 하중 (단선)	0.861	0.204	0.083	0.008	-0.156		1.00

▣ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



R_A = 998.800 KN , R_C = 1411.300 KN

R_B = 998.800 KN , R_D = 1026.300 KN

② 보도군집하중 재하시

보도폭 : b = 0.80 m

군집하중 : W_m = 5.00 KN/m^2

W_b = 0.80 × 5.00 × 24.97 × 1/2 = 49.940 KN

W_c = 0.80 × 5.00 × 24.97 × 1/2 = 49.940 KN

▣ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	318.92	555.93	347.88	555.93	318.82		2097.48
R_{LC}	436.07	781.16	488.13	781.16	435.97		2922.48
$\sum R_L$	754.98	1337.09	836.01	1337.09	754.78		5019.96

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	325.66	478.62	173.94	78.31	-7.79		1048.74
R_{LC}	442.40	672.09	244.07	110.48	-7.79		1461.24
$\sum R_L$	768.05	1150.71	418.01	188.79	-15.58		2509.98

▣ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	354.79	624.89	390.82	624.89	354.69		2350.08
R_{LC}	486.75	878.60	548.81	878.60	486.65		3279.40
$\sum R_L$	841.53	1503.49	939.63	1503.49	841.33		5629.47

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	361.40	537.86	195.41	88.16	-7.79		1175.04
R_{LC}	492.90	755.78	274.40	124.40	-7.79		1639.70
$\sum R_L$	854.30	1293.64	469.82	212.56	-15.58		2814.74

3) 차량 횡하중

- 연행집중하중으로 레일면 높이에서 교축에 직각이고 수평으로 100kN이 작용하는 것으로 한다.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.
- 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.

∑ PLf = 0.000 kN

MLfb = 0.000 × 3.85 = 0.000 kN·m

MLfc = 0.000 × 3.85 = 0.000 kN·m

∑ MLf = 0.000 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- PSC BEAM

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

구 분	MLf	$\sum Xi^2$	Xi	Pic(tf)	비 고
G1	0.000	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	0.000	↓
G5			-4.000	0.000	↓

- PSC BEAM

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

구 분	MLf	$\sum Xi^2$	Xi	Pib(tf)	비 고
G1	0.000	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	0.000	↓
G5			-4.000	0.000	↓

4) 원 심 하 중

▣ 원심하중 계수 산정

곡선반경 : R = 2,400 L = 24.000 , 24.000 V = 250 km/hr

$$\alpha\ (\max) = \frac{V^2 f}{127\ R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times 2400} = 0.106 \quad \text{..... b 지점}$$

$$\alpha\ (\max) = \frac{V^2 f}{127\ R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times 2{,}400} = 0.106 \quad \text{..... c 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) = 0.516 \quad \text{..... b 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) = 0.516 \quad \text{..... c 지점}$$

가) 복선

교각반력 (PL) : 지점b 2097.48 kN , 지점c 2922.48 kN

Pcb	=	2097.48	×	0.106	=	222.333	kN
Pcc	=	2922.48	×	0.106	=	309.783	kN
∑ Pc					=	532.116	kN
Mcb	=	222.333	×	5.65	=	1256.181	kN·m
Mcc	=	309.783	×	5.65	=	1750.274	kN·m
∑ Mc					=	3006.455	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 4.000² + 2.000² + 0.000² + -2.000² + -4.000²

= 40.000 m²

Rpb1	=	1256.181	×	4.000	/	40.000	=	125.618 kN
Rpb2	=	1256.181	×	2.000	/	40.000	=	62.809 kN
Rpb3	=	1256.181	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpb4	=	1256.181	×	-2.000	/	40.000	=	-62.809 kN
Rpb5	=	1256.181	×	-4.000	/	40.000	=	-125.618 kN

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rpc1	=	1750.274	×	4.000	/	40.000	=	175.027 kN
Rpc2	=	1750.274	×	2.000	/	40.000	=	87.514 kN
Rpc3	=	1750.274	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc4	=	1750.274	×	-2.000	/	40.000	=	-87.514 kN
Rpc5	=	1750.274	×	-4.000	/	40.000	=	-175.027 kN

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1048.74 kN , 지점c 1461.24 kN

Pcb	=	1048.74	×	0.106	=	111.166 kN
Pcc	=	1461.24	×	0.106	=	154.891 kN
∑ Pc					=	266.057 kN
Mcb	=	111.166	×	5.65	=	628.088 kN·m
Mcc	=	154.891	×	5.65	=	875.134 kN·m
∑ Mc					=	1503.222 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rpb1	=	628.088	×	4.000	/	40.000	=	62.809 kN
Rpb2	=	628.088	×	2.000	/	40.000	=	31.404 kN
Rpb3	=	628.088	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpb4	=	628.088	×	-2.000	/	40.000	=	-31.404 kN
Rpb5	=	628.088	×	-4.000	/	40.000	=	-62.809 kN

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rpc1	=	875.134	×	4.000	/	40.000	=	87.513 kN
Rpc2	=	875.134	×	2.000	/	40.000	=	43.757 kN
Rpc3	=	875.134	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc4	=	875.134	×	-2.000	/	40.000	=	-43.757 kN
Rpc5	=	875.134	×	-4.000	/	40.000	=	-87.513 kN

5) 풍 하 중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING	Wn1	=	3.000	×	3.000	×	2.800		=	25.200	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	3.200	×	0.6		=	5.760	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	8.290	×	12.485		=	310.502	kN
	Wn3c	=	3.000	×	8.290	×	12.485		=	310.502	kN
	Mn3b	=	310.502	×	4.595				=	1426.757	kN·m
	Mn3c	=	310.502	×	4.595				=	1426.757	kN·m
	∑	Mn3							=	2853.514	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rni = Mn3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 4.000² + 2.000² + 0.000² + -2.000² + -4.000²

= 40.000 m²

Rnb1	=	1426.757	×	4.000	/	40.000	=	142.676 kN
Rnb2	=	1426.757	×	2.000	/	40.000	=	71.338 kN
Rnb3	=	1426.757	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rnb4	=	1426.757	×	-2.000	/	40.000	=	-71.338 kN
Rnb5	=	1426.757	×	-4.000	/	40.000	=	-142.676 kN

- PSC BEAM

Rni = Mn3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 4.000² + 2.000² + 0.000² + -2.000² + -4.000²

= 40.000 m²

Rnc1	=	1426.76	×	4.000	/	40.000	=	142.676 kN
Rnc2	=	1426.76	×	2.000	/	40.000	=	71.338 kN
Rnc3	=	1426.76	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rnc4	=	1426.76	×	-2.000	/	40.000	=	-71.338 kN
Rnc5	=	1426.76	×	-4.000	/	40.000	=	-142.676 kN

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1	=	1.500	×	3.000	×	2.800		=	12.600	kN
기둥	Wt2	=	1.500	×	3.200	×	0.6		=	2.880	kN/m
상부구조	Wn3b	=	1.500	×	7.400	×	12.485		=	138.584	kN
	Wn3c	=	1.500	×	7.400	×	12.485		=	138.584	kN
	Mn3b	=	138.584	×	4.595				=	636.793	kN·m
	Mn3c	=	138.584	×	4.595				=	636.793	kN·m
	∑	Mn3							=	1273.586	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rnb1	=	636.793	×	4.000	/	40.000	=	63.679 kN
Rnb2	=	636.793	×	2.000	/	40.000	=	31.840 kN
Rnb3	=	636.793	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rnb3	=	636.793	×	-2.000	/	40.000	=	-31.840 kN
Rnb3	=	636.793	×	-4.000	/	40.000	=	-63.679 kN

- PSC BEAM

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rnc1	=	636.793	×	4.000	/	40.000	=	63.679 kN
Rnc2	=	636.793	×	2.000	/	40.000	=	31.840 kN
Rnc3	=	636.793	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rnc4	=	636.793	×	-2.000	/	40.000	=	-31.840 kN
Rnc5	=	636.793	×	-4.000	/	40.000	=	-63.679 kN

6) 유 수 압 (P = K × V² × A)

K = 0.4 (원형) : 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

V = Q / A = 1400.00 / 720

= 1.944 m/sec

A = 0.000 m^2 : 교각의 연직투영면적

P = 0.4 × 1.944 ² × 0.000 = 0 kN

H = 0.6 × 수심 = 0.6 × 0.000 = 0 m

7) 충 돌 하 중

▣ 유목에 의한 충돌하중 (P = 0.1 × W × V)

W = 100 kN : 유송물의 중량

V = Vm / 0.85 = 1.944 / 0.85 : 표면유속

= 2.287 m/sec

P = 0.1 × 100 × 2.287 = 22.870 kN

H = 수심 = 0 m

▣ 자동차의 충돌하중

- 차도방향에 대하여 = 1000 kN
- 차도 직각방향에 대하여 = 500 kN
- 작용높이 = 1.8 m

8) 지진 하중 - 교직방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	∑	비고
시점측	$H_{EB(교직)}$	109.12	110.11	110.45	110.11	109.12	548.89	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	394.23	357.10	320.88	357.10	394.23	1823.55	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	177.07	178.89	179.57	178.89	177.07	891.49	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)}$ = 548.894 × 1.764 = 968.249 kN·m

$M_{ec(교직)}$ = 891.489 × 1.764 = 1572.587 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2$ = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

R_{Eb1} = 968.249 × 4.000 / 40.000 = 96.825 kN

R_{Eb2} = 968.249 × 2.000 / 40.000 = 48.412 kN

R_{Eb3} = 968.249 × 0.000 / 40.000 = 0.000 kN

R_{Eb4} = 968.249 × -2.000 / 40.000 = -48.412 kN

R_{Eb5} = 968.249 × -4.000 / 40.000 = -96.825 kN

- PSC BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2$

$= 40.000 \ m^2$

$R_{EC1} = 1572.587 \times 4.000 / 40.000 = 157.259 \ kN$

$R_{EC2} = 1572.587 \times 2.000 / 40.000 = 78.629 \ kN$

$R_{EC3} = 1572.587 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \ kN$

$R_{EC4} = 1572.587 \times -2.000 / 40.000 = -78.629 \ kN$

$R_{EC5} = 1572.587 \times -4.000 / 40.000 = -157.259 \ kN$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비 고
기둥하단	1,594.388	22,296.999	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	∑	비 고
시점측	$H_{EB(교직)}$	268.01	270.44	271.27	270.44	268.01	1348.16	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	968.29	877.09	788.12	877.09	968.29	4478.89	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	434.91	439.37	441.05	439.37	434.91	2189.62	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)} = 1348.160 \times 1.764 = 2378.154 \ kN{\cdot}m$

$M_{ec(교직)} = 2189.622 \times 1.764 = 3862.493 \ kN{\cdot}m$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2$

$= 40.000 \ m^2$

$R_{Eb1} = 2378.154 \times 4.000 / 40.000 = 237.815 \ kN$

$R_{Eb2} = 2378.154 \times 2.000 / 40.000 = 118.908 \ kN$

$R_{Eb3} = 2378.154 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \ kN$

$R_{Eb4} = 2378.154 \times -2.000 / 40.000 = -118.908 \ kN$

$R_{Eb5} = 2378.154 \times -4.000 / 40.000 = -237.815 \ kN$

- PSC BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2$

$= 40.000 \ m^2$

$R_{EC1} = 3862.493 \times 4.000 / 40.000 = 386.249 \ kN$

$R_{EC2} = 3862.493 \times 2.000 / 40.000 = 193.125 \ kN$

$R_{EC3} = 3862.493 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \ kN$

$R_{EC4} = 3862.493 \times -2.000 / 40.000 = -193.125 \ kN$

$R_{EC5} = 3862.493 \times -4.000 / 40.000 = -386.249 \ kN$

$P_E = 1348.16 + 2189.622 = 3537.782 \ kN$

$Mc = 3537.782 \times 1.764 = 6240.647 \ kN·m$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비 고
기둥하단	3916.04	54764.56	1.0교직+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간		우측 경간	
고정하중	5170.722	kN	5170.722	kN
편 심	0.510	m	-0.510	m

Md = 5170.722 × 0.510 + 5170.722 × -0.510 = 0.000 kN·m

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1048.740	kN	1461.240	kN
	복선재하시	2097.480	kN	2922.480	kN
편 심		0.510	m	-0.510	m

$M_{L단선}$ = 1048.74 × 0.510 + 1461.24 × -0.510 = -210.375 kN·m

$M_{L복선}$ = 2097.48 × 0.510 + 2922.48 × -0.510 = -420.750 kN·m

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1175.038	kN	1639.698	kN
	복선재하시	2350.076	kN	3279.396	kN
편 심		0.510	m	-0.510	m

$M_{L단선}$ = 1175.04 × 0.510 + 1639.70 × -0.510 = -236.977 kN·m

$M_{L복선}$ = 2350.08 × 0.510 + 3279.40 × -0.510 = -473.954 kN·m

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING Wn1 = 3.000 × 1.500 × 9.700 = 43.650 kN

3.000 × 1.500 × 6.550 = 29.475 kN

(43.650 + 29.475) / 9.700 = 7.539 kN/m

기둥 Wn2 = 3.000 × 3.200 × 0.6 = 5.760 kN/m

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING Wn1 = 1.500 × 1.500 × 9.700 = 21.825 kN

1.500 × 1.500 × 6.550 = 14.738 kN

(21.825 + 14.738) / 9.700 = 3.769 kN/m

기둥 Wt2 = 1.500 × 3.200 × 0.6 = 2.880 kN/m

5) 제동하중 및 시동하중

▶ 고정슈에 작용하는 교축방향 수평하중

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

여기서, T ; 교량거더로부터의 전수평력

μm ; 가동측 받침의 마찰계수 0.15

Rm ; 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

▶ 가동슈에 작용하는 교축방향 수평하중

Tm = μm·Rm ≤ T/2

① KL2012

가) 제동하중 ; 20kN/m × L(m) ≤ 6000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 20 × 25.020 = 500.400 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 20 × 25.020 = 500.400 kN

나) 시동하중 ; 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T = 33 × 25.020 = 825.660 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T = 33 × 25.020 = 825.660 kN

다) 고정단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

Rm = 5170.72 + 1997.600 = 7168.322 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 500.40 - 537.624 (제동하중)

= 825.66 - 537.624 (시동하중)

= -37.22 < T/2 = 250.20 (제동하중) - 큰값 적용

= 288.04 < T/2 = 412.83 (시동하중) - 큰값 적용

∴ Tf = 250.20 kN(제동하중), 412.83 kN(시동하중)

라) 가동단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

Rm = 5170.72 + 2822.60 = 7993.322 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 1198.998 > T/2 = 250.200 (제동하중) - 작은값 적용

= 1198.998 > T/2 = 412.830 (시동하중) - 작은값 적용

∴ Tm = 250.200 kN(제동하중), 412.830 kN(시동하중),

마) 설계수평력

T (단 선) = Tf + Tm = 412.830 + 412.830 = 825.660 kN

T (복 선) = Tf + Tm = 663.030 + 663.030 = 1326.060 kN

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 4 × 3 × 24.970 = 299.640 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 299.64 - 387.804

= -88.16 < T/2 = 149.82

∴ Tf = 149.82 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 4 × 3 × 24.970 = 299.640 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 775.608 > T/2 = 149.820

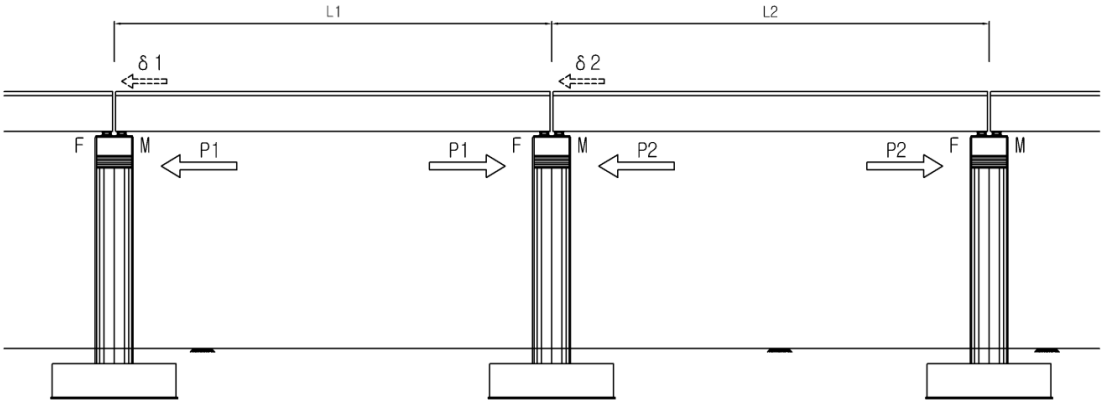
∴ Tm = 149.82 kN

TL = T_b + T_c = 149.820 + 149.820 = 299.640 kN

7) 온도 하중

; 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다.

; 단경간 연속교의 경우 전.후 경간의 온도하중의 방향이 반대이므로 고정단에 작용하는 수평력과 가동단에 작용하는 수평력의 차를 사용한다.



▶ 받침 마찰계수 ; 0.150

가) 상부 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1 = 5170.72 × 0.150 = 775.608 kN

Ts2 = 5170.72 × 0.150 = 775.608 kN

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1' = 7520.80 × 0.150 = 1128.120 kN

Ts2' = 8450.12 × 0.150 = 1267.518 kN

다) 온도변화에 의한 수평력산정

▶ $\delta = \Delta t \times \alpha \times L$ 여기서 Δt : 온도변화

$\alpha 1$: 강합성교의 선팽창계수 (0.000012)

$\alpha 2$: 콘크리트교의 선팽창계수 (0.000010)

∴ $\delta 1$= 15 × 0.00001 × 24.000 = 0.0036 m

∴ $\delta 2$= 15 × 0.00001 × 24.000 = 0.0036 m

▶ 등가수평력

$\delta 1 = [P \cdot L^3]/[3 \cdot E \cdot I]$

$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 782.702 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 5.147 m^4

L : 12.500 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	775.608	782.702	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	1128.120	1445.732	교좌장치마찰에의한 수평력적용

$\delta 2 = [P \cdot L^3]/[3 \cdot E \cdot I]$

$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 782.702 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 5.147 m^4

L : 12.500 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	775.608	782.702	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	1267.518	1445.732	교좌장치마찰에의한 수평력적용

라) 적용온도하중

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 등가수평력이 작용할 경우 하중방향이 반대방향이므로 상쇄됨.

; 시점부 및 종점부 받침중 1개소만 등가수평력이 작용할 경우 가동단이 미끄러지므로
등가수평력중 작은값과 등가수평력 차이 값중 큰값을 적용

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 슈마찰력이 작용할 경우 슈마찰력중 큰 값을 적용.

; 시제동하중 작용시 적용 온도하중은 시제동하중에 의한 수평력을 제외하여 적용함.

구분	작용수평력	비고
고정하중	775.608	슈마찰력 : MAX(Ts1,Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	604.488	슈마찰력 : MAX(Ts1',Ts2')-시제동하중(순차적으로 가동)

8) 지진하중 **(내진계산서 참조)**

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥하단	1844.39	22413.80	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

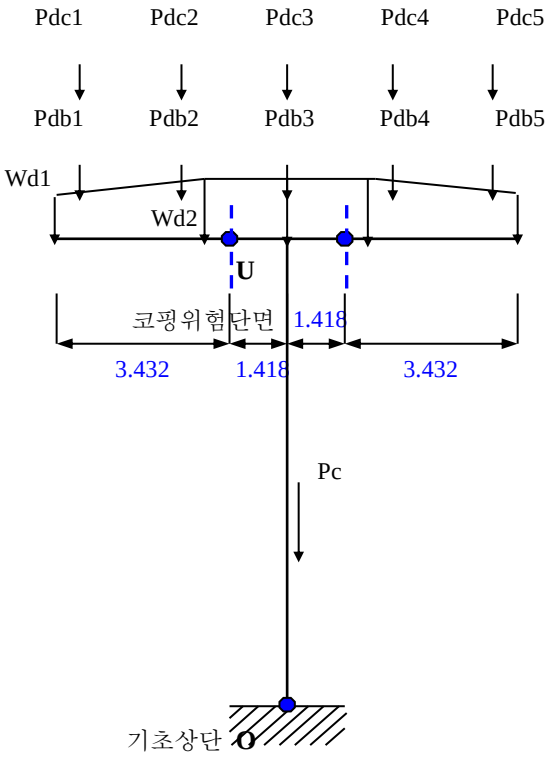
▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥하단	4530.07	55051.44	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)

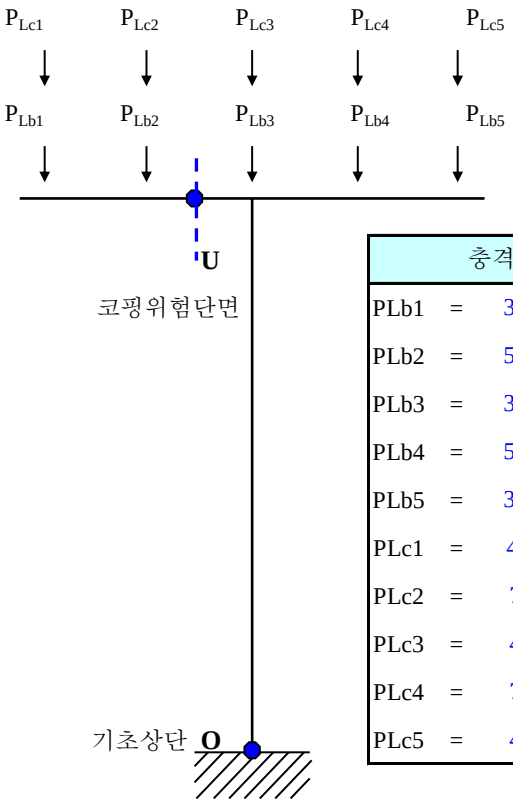


Pdb1	=	1112.71	kN
Pdb2	=	983.28	kN
Pdb3	=	978.75	kN
Pdb4	=	983.28	kN
Pdb5	=	1112.71	kN
Pdc1	=	1112.71	kN
Pdc2	=	983.28	kN
Pdc3	=	978.75	kN
Pdc4	=	983.28	kN
Pdc5	=	1112.71	kN
Wd1	=	102.900	kN/m
Wd2	=	205.800	kN/m
Pc	=	1871.887	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	1112.706	2.582	1112.706	2873.048	4.000	1112.706	4450.824
Pbd2	983.280	0.582	983.280	572.305	2.000	983.280	1966.560
Pbd3	978.750	-1.418	0.000	0.000	0.000	978.750	0.000
Pbd4	983.280	0.582	983.280	572.305	-2.000	983.280	-1966.560
Pbd5	1112.706	2.582	1112.706	2873.048	-4.000	1112.706	-4450.824
Pcd1	1112.706	2.582	1112.706	2873.048	4.000	1112.706	4450.824
Pcd2	983.280	0.582	983.280	572.305	2.000	983.280	1966.560
Pcd3	978.750	-1.418	0.000	0.000	0.000	978.750	0.000
Pcd4	983.280	0.582	983.280	572.305	-2.000	983.280	-1966.560
Pcd5	1112.706	2.582	1112.706	2873.048	-4.000	1112.706	-4450.824
Wd1	154.35	1.332	486.2025	647.6396802	0.000	972.405	0.000
Wd2	205.800	0.141	58.04319799	8.185162373	0.000	699.720	0.000
Pc	1871.887	-1.418	0.000	0	0.000	1871.887	0.000
합 계			**4736.22**	**7546.531**		**13885.456**	**0.000**

Moy= **0.000** kN·m Ho= **0.000** kN

2-1) 활 하 중 (L.C 2-1) : 복선



충격 미고려시				충격고려시			
PLb1	=	318.917	kN	PLb1	=	354.785	kN
PLb2	=	555.932	kN	PLb2	=	624.891	kN
PLb3	=	347.882	kN	PLb3	=	390.823	kN
PLb4	=	555.932	kN	PLb4	=	624.891	kN
PLb5	=	318.817	kN	PLb5	=	354.686	kN
PLc1	=	436.07	kN	PLc1	=	486.75	kN
PLc2	=	781.16	kN	PLc2	=	878.60	kN
PLc3	=	488.13	kN	PLc3	=	548.81	kN
PLc4	=	781.16	kN	PLc4	=	878.60	kN
PLc5	=	435.97	kN	PLc5	=	486.65	kN

▶ **충격 미고려시**

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	318.917	2.582	318.917	823.455	4.000	318.917	1275.667
PLb2	555.932	0.582	555.932	323.573	2.000	555.932	1111.864
PLb3	347.882	-1.418	0.000	0.000	0.000	347.882	0.000
PLb4	555.932	0.582	555.932	323.573	-2.000	555.932	-1111.864
PLb5	318.817	2.582	318.817	823.197	-4.000	318.817	-1275.268
PLc1	436.067	2.582	436.067	1125.941	4.000	436.067	1744.267
PLc2	781.157	0.582	781.157	454.662	2.000	781.157	1562.314
PLc3	488.132	-1.418	0.000	0.000	0.000	488.132	0.000
PLc4	781.157	0.582	781.157	454.662	-2.000	781.157	-1562.314
PLc5	435.967	2.582	435.967	1125.683	-4.000	435.967	-1743.868
합 계			**2092.073**	**2727.631**		**5019.960**	**0.799**

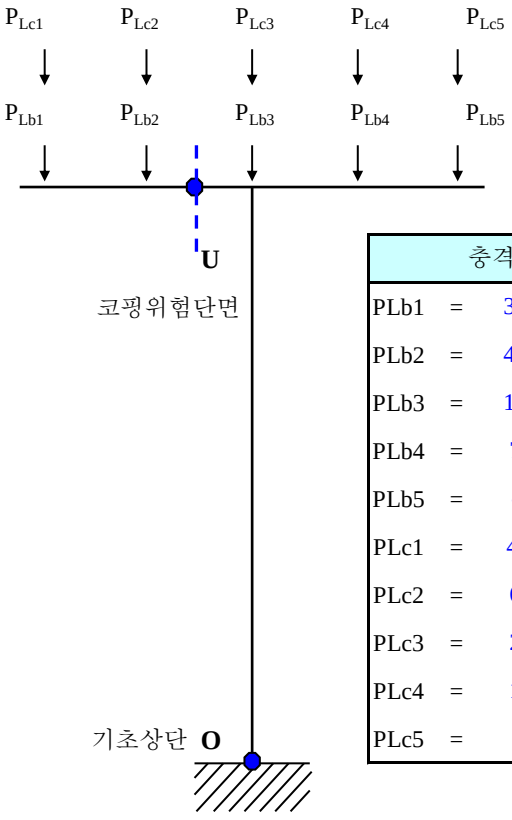
Moy= **-420.750** kN·m Ho= **0.000** kN

▶ 충격 고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	354.785	2.582	354.785	916.069	4.000	354.785	1419.142
PLb2	624.891	0.582	624.891	363.709	2.000	624.891	1249.781
PLb3	390.823	-1.418	0.000	0.000	0.000	390.823	0.000
PLb4	624.891	0.582	624.891	363.709	-2.000	624.891	-1249.781
PLb5	354.686	2.582	354.686	915.811	-4.000	354.686	-1418.742
PLc1	486.749	2.582	486.749	1256.804	4.000	486.749	1946.996
PLc2	878.595	0.582	878.595	511.375	2.000	878.595	1757.191
PLc3	548.808	-1.418	0.000	0.000	0.000	548.808	0.000
PLc4	878.595	0.582	878.595	511.375	-2.000	878.595	-1757.191
PLc5	486.649	2.582	486.649	1256.546	-4.000	486.649	-1946.596
합 계			**2345.020**	**3047.957**		**5629.472**	**0.799**

Moy= **-473.954** kN·m Ho= **0.000** kN

2-2) 활 하 중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시				충격고려시(모멘트)			
PLb1	=	325.659	kN	PLb1	=	361.401	kN
PLb2	=	478.625	kN	PLb2	=	537.859	kN
PLb3	=	173.941	kN	PLb3	=	195.412	kN
PLb4	=	78.306	kN	PLb4	=	88.157	kN
PLb5	=	-7.791	kN	PLb5	=	-7.791	kN
PLc1	=	442.40	kN	PLc1	=	492.90	kN
PLc2	=	672.09	kN	PLc2	=	755.78	kN
PLc3	=	244.07	kN	PLc3	=	274.40	kN
PLc4	=	110.48	kN	PLc4	=	124.40	kN
PLc5	=	-7.79	kN	PLc5	=	-7.79	kN

<3차현장자문회의 결과 반영>

▶ 충격 미고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	325.659	2.582	325.659	840.863	4.000	325.659	1302.635
PLb2	478.625	0.582	478.625	278.577	2.000	478.625	957.250
PLb3	173.941	-1.418	0.000	0.000	0.000	173.941	0.000
PLb4	78.306	0.582	78.306	45.577	-2.000	78.306	-156.612
PLb5	-7.791	2.582	-7.791	-20.116	-4.000	-7.791	31.163
PLc1	442.396	2.582	442.396	1142.283	4.000	442.396	1769.585
PLc2	672.087	0.582	672.087	391.180	2.000	672.087	1344.175
PLc3	244.066	-1.418	0.000	0.000	0.000	244.066	0.000
PLc4	110.481	0.582	110.481	64.304	-2.000	110.481	-220.962
PLc5	-7.791	2.582	-7.791	-20.116	-4.000	-7.791	31.163
합 계			**1918.767**	**2652.903**		**2509.980**	**5058.396**

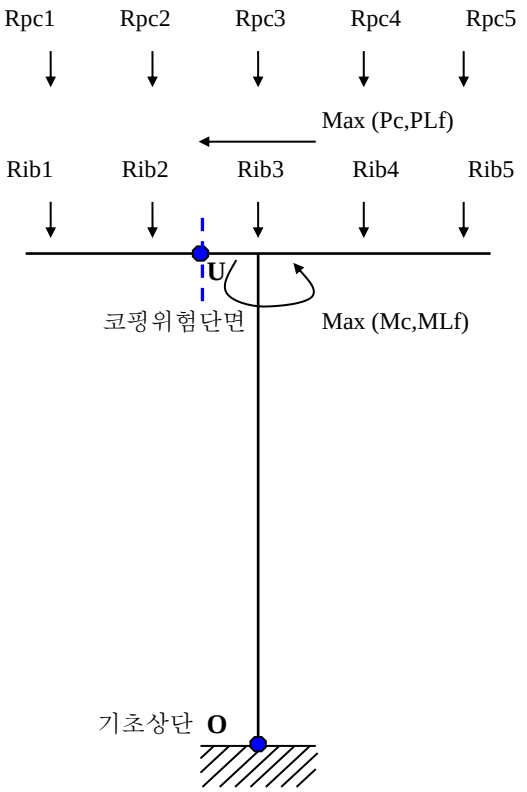
Moy= **-210.375** kN·m Ho= **0.000** kN

▶ 충격 고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	361.401	2.582	361.401	933.151	4.000	361.401	1445.604
PLb2	537.859	0.582	537.859	313.054	2.000	537.859	1075.717
PLb3	195.412	-1.418	0.000	0.000	0.000	195.412	0.000
PLb4	88.157	0.582	88.157	51.311	-2.000	88.157	-176.314
PLb5	-7.791	2.582	-7.791	-20.116	-4.000	-7.791	31.163
PLc1	492.900	2.582	492.900	1272.686	4.000	492.900	1971.600
PLc2	755.784	0.582	755.784	439.894	2.000	755.784	1511.569
PLc3	274.404	-1.418	0.000	0.000	0.000	274.404	0.000
PLc4	124.401	0.582	124.401	72.406	-2.000	124.401	-248.801
PLc5	-7.791	2.582	-7.791	-20.116	-4.000	-7.791	31.163
합 계			**2147.944**	**2958.784**		**2814.736**	**5641.699**

Moy= **-236.977** kN·m Ho= **0.000** kN

3-1) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-1) : 복선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (복선)

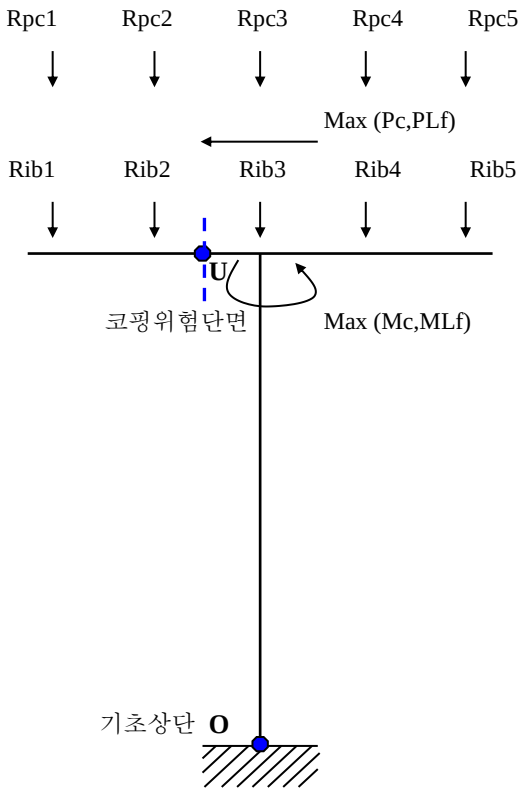
Pc	=	532.116	kN
Mc	=	3006.455	kN·m

Max (PLf,Pc)	=	532.116	kN
Max (MLf,Mc)	=	3006.455	kN·m

Rib1	=	125.618	kN
Rib2	=	62.809	kN
Rib3	=	0.000	kN
Rib4	=	-62.809	kN
Rib5	=	-125.618	kN
Rpc1	=	175.027	kN
Rpc2	=	87.514	kN
Rpc3	=	0.000	kN
Rpc4	=	-87.514	kN
Rpc5	=	-175.027	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rib1	125.618	2.582	125.618	324.351	4.000	125.618	502.472
Rib2	62.809	0.582	62.809	36.557	2.000	62.809	125.618
Rib3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rib4	-62.809	0.582	-62.809	-36.557	-2.000	-62.809	125.618
Rib5	-125.618	2.582	-125.618	-324.351	-4.000	-125.618	502.472
Rpc1	175.027	2.582	175.027	451.927	4.000	175.027	700.110
Rpc2	87.514	0.582	87.514	50.936	2.000	87.514	175.027
Rpc3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rpc4	-87.514	0.582	-87.514	-50.936	-2.000	-87.514	175.027
Rpc5	-175.027	2.582	-175.027	-451.927	-4.000	-175.027	700.110
Pc	**532.116**	-	-	-	12.500	-	6651.450
합 계			**450.968**	**863.771**		**0.000**	**9657.905**

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (단선)

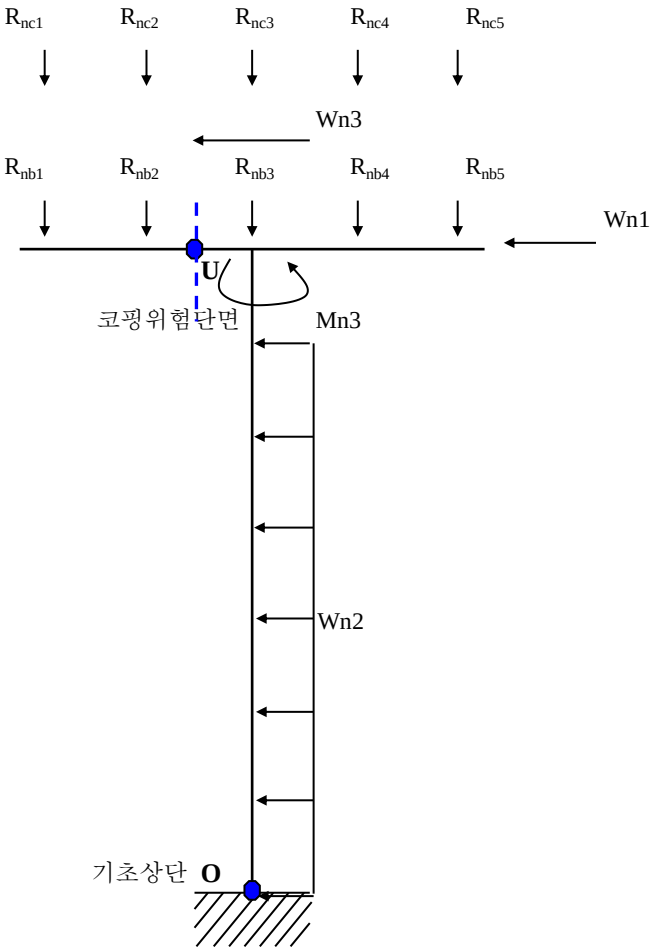
Pc	=	266.057	kN
Mc	=	1503.222	kN·m

Max (PLf,Pc)	=	266.057	kN
Max (MLf,Mc)	=	1503.222	kN·m

Rib1	=	62.809	kN
Rib2	=	31.404	kN
Rib3	=	0.000	kN
Rib4	=	-31.404	kN
Rib5	=	-62.809	kN
Rpc1	=	87.513	kN
Rpc2	=	43.757	kN
Rpc3	=	0.000	kN
Rpc4	=	-43.757	kN
Rpc5	=	-87.513	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	62.809	2.582	62.809	162.175	4.000	62.809	251.235
Pbd2	31.404	0.582	31.404	18.279	2.000	31.404	62.809
Pbd3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd4	-31.404	0.582	-31.404	-18.279	-2.000	-31.404	62.809
Pbd5	-62.809	2.582	-62.809	-162.175	-4.000	-62.809	251.235
Pcd1	87.513	2.582	87.513	225.963	4.000	87.513	350.054
Pcd2	43.757	0.582	43.757	25.468	2.000	43.757	87.513
Pcd3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd4	-43.757	0.582	-43.757	-25.468	-2.000	-43.757	87.513
Pcd5	-87.513	2.582	-87.513	-225.963	-4.000	-87.513	350.054
Pc	**266.057**	-	-	-	12.500	-	3325.713
합 계			**225.483**	**431.884**		**0.000**	**4828.935**

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

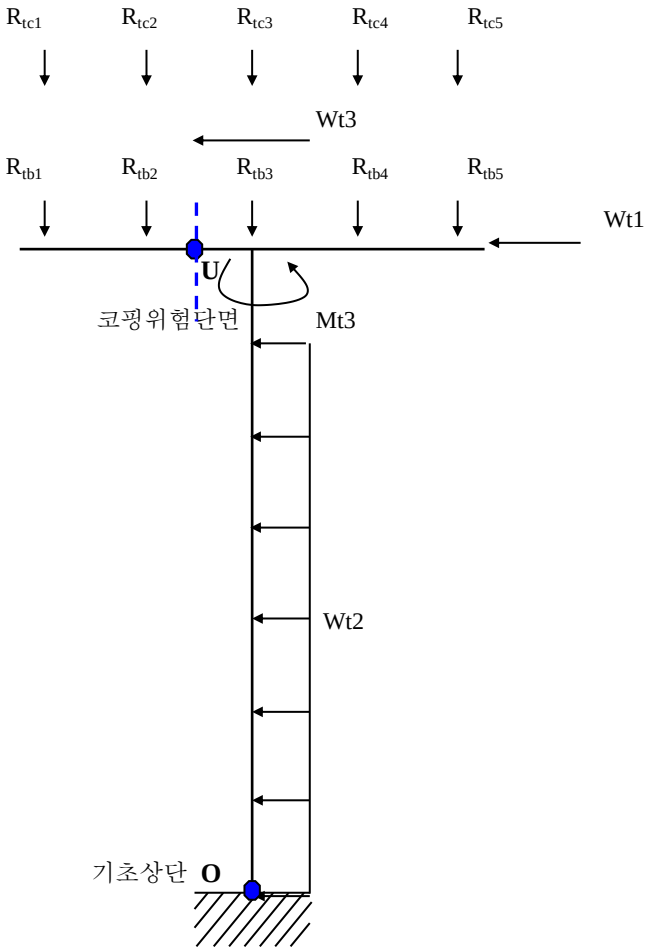


Wn1	=	25.200	kN
Wn2	=	5.760	kN/m
Wn3b	=	310.502	kN
Wn3c	=	310.502	kN
Mn3	=	2853.514	kN·m

Rnb1	=	142.676	kN
Rnb2	=	71.338	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	-71.338	kN
Rnb5	=	-142.676	kN
Rnc1	=	142.676	kN
Rnc2	=	71.338	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	-71.338	kN
Rnc5	=	-142.676	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rnb1	142.676	2.582	142.676	368.394	4.000	142.676	570.703
Rnb2	71.338	0.582	71.338	41.521	2.000	71.338	142.676
Rnb3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb4	-71.338	0.582	-71.338	-41.521	-2.000	-71.338	142.676
Rnb5	-142.676	2.582	-142.676	-368.394	-4.000	-142.676	570.703
Rnc1	142.676	2.582	142.676	368.394	4.000	142.676	570.703
Rnc2	71.338	0.582	71.338	41.521	2.000	71.338	142.676
Rnc3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc4	-71.338	0.582	-71.338	-41.521	-2.000	-71.338	142.676
Rnc5	-142.676	2.582	-142.676	-368.394	-4.000	-142.676	570.703
Wn1	**25.20**	-	-	-	12.500	-	315.000
Wn2	**54.72**	-	-	-	4.750	-	259.920
Wn3	**621.00**	-	-	-	12.500	-	7762.550
합 계	**700.924**		**428.027**	**819.830**		**0.000**	**11190.984**

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

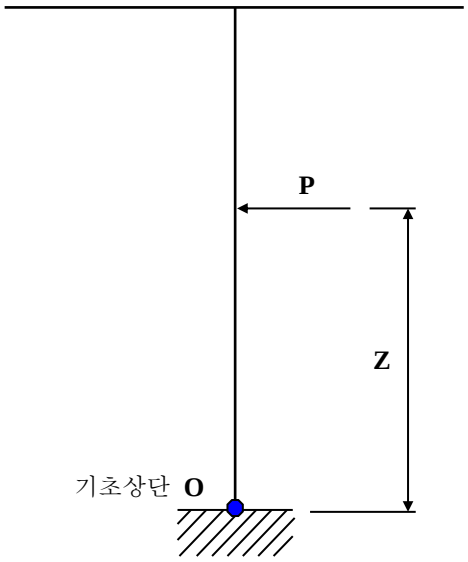


Wt1	=	12.600	kN
Wt2	=	2.880	kN/m
Wt3b	=	138.584	kN
Wt3c	=	138.584	kN
Mt3	=	636.793	kN·m

Rtb1	=	63.679	kN
Rtb2	=	31.840	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	-31.840	kN
Rtb5	=	-63.679	kN
Rtc1	=	63.679	kN
Rtc2	=	31.840	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	-31.840	kN
Rtc5	=	-63.679	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rtb1	63.679	2.582	63.679	164.422	4.000	63.679	254.717
Rtb2	31.840	0.582	31.840	18.532	2.000	31.840	63.679
Rtb3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb4	-31.840	0.582	-31.840	-18.532	-2.000	-31.840	63.679
Rtb5	-63.679	2.582	-63.679	-164.422	-4.000	-63.679	254.717
Rtc1	63.679	2.582	63.679	164.422	4.000	63.679	254.717
Rtc2	31.840	0.582	31.840	18.532	2.000	31.840	63.679
Rtc3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc4	-31.840	0.582	-31.840	-18.532	-2.000	-31.840	63.679
Rtc5	-63.679	2.582	-63.679	-164.422	-4.000	-63.679	254.717
Wt1	**12.60**	-	-	-	12.500	-	157.500
Wt2	**27.36**	-	-	-	4.750	-	129.960
Wn3	**277.17**	-	-	-	12.500	-	3464.600
합 계	**317.128**		**191.038**	**365.908**		**0.000**	**5025.646**

6) 유 수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	3.000	m

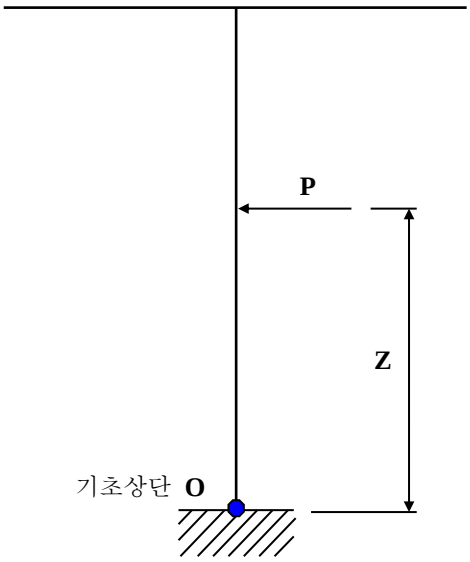
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

Mo= 0.000 × 3.000 = **0.000** kN·m

Ho= **0.000** kN

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	4.800	m

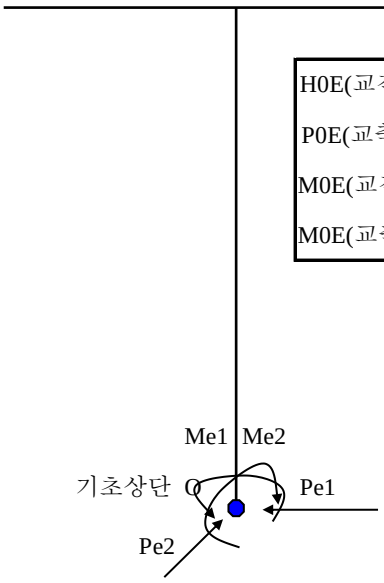
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

Mo= 1000.000 × 4.800 = **4800.000** kN·m

Ho= **1000.000** kN

8) 지진하중 (L.C 8) : 100년

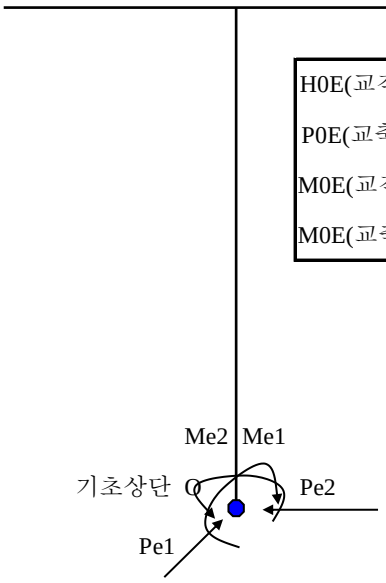


H0E(교직)	=	1594.388	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN
M0E(교직)	=	22296.999	kN.m
M0E(교축)	=	0.000	kN.m

R_{EB1}	=	96.825	kN
R_{EB2}	=	48.412	kN
R_{EB3}	=	0.000	kN
R_{EB4}	=	-48.412	kN
R_{EB5}	=	-96.825	kN
R_{EC1}	=	157.259	kN
R_{EC2}	=	78.629	kN
R_{EC3}	=	0.000	kN
R_{EC4}	=	-78.629	kN
R_{EC5}	=	-157.259	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	96.825	2.582	96.825	250.005	-	-	-
REB2	48.412	0.582	48.412	28.178	-	-	-
REB3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REB4	-48.412	0.582	-48.412	-28.178	-	-	-
REB5	-96.825	2.582	-96.825	-250.005	-	-	-
REC1	157.259	2.582	157.259	406.048	-	-	-
REC2	78.629	0.582	78.629	45.765	-	-	-
REC3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REC4	-78.629	0.582	-78.629	-45.765	-	-	-
REC5	-157.259	2.582	-157.259	-406.048	-	-	-
He1	**1594.388**	-	-	-	-	-	**22296.999**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**381.125**	**729.996**			

9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



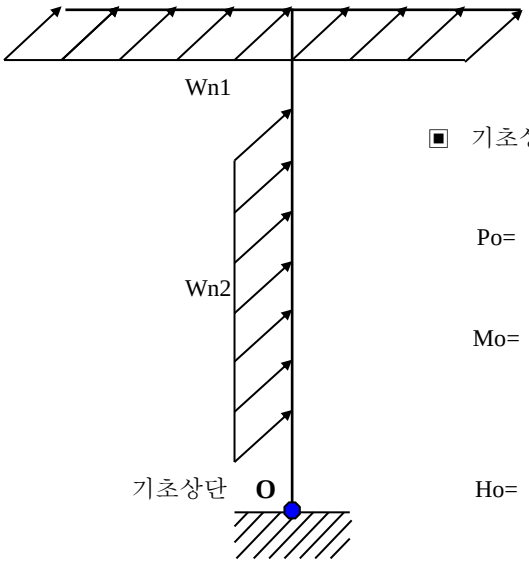
H0E(교직)	=	3916.040	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN
M0E(교직)	=	54764.560	kN.m
M0E(교축)	=	0.000	kN.m

R_{EB1}	=	237.815	kN
R_{EB2}	=	118.908	kN
R_{EB3}	=	0.000	kN
R_{EB4}	=	-118.908	kN
R_{EB5}	=	-237.815	kN
R_{EC1}	=	386.249	kN
R_{EC2}	=	193.125	kN
R_{EC3}	=	0.000	kN
R_{EC4}	=	-193.125	kN
R_{EC5}	=	-386.249	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	237.815	2.582	237.815	614.048	-	-	-
REB2	118.908	0.582	118.908	69.209	-	-	-
REB3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REB4	-118.908	0.582	-118.908	-69.209	-	-	-
REB5	-237.815	2.582	-237.815	-614.048	-	-	-
REC1	386.249	2.582	386.249	997.310	-	-	-
REC2	193.125	0.582	193.125	112.406	-	-	-
REC3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REC4	-193.125	0.582	-193.125	-112.406	-	-	-
REC5	-386.249	2.582	-386.249	-997.310	-	-	-
He1	**3916.040**	-	-	-	-	-	**54764.560**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**936.097**	**1792.972**			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



Wn1	=	7.539	kN/m
Wn2	=	5.760	kN/m

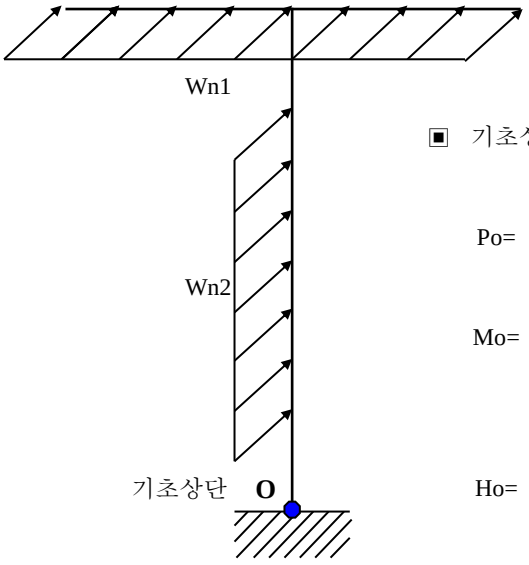
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= = **0.000** kN

Mo= 73.128 × 11.000 +
54.720 × 4.750 = **1064.331** kN·m

Ho= = **127.8483** kN

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



Wn1	=	3.769	kN/m
Wn2	=	2.880	kN/m

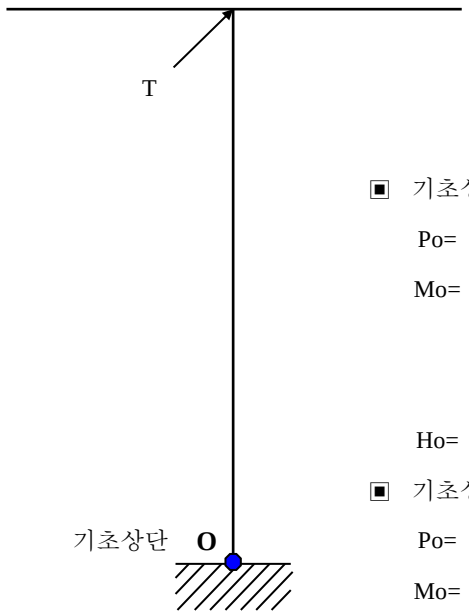
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= = **0.000** kN

Mo= 36.559 × 11.000 +
27.360 × 4.750 = **532.112** kN·m

Ho= = **63.9193** kN

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f복선}$	=	663.030	kN
$T_{m복선}$	=	663.030	kN
$T_{f단선}$	=	412.830	kN
$T_{m단선}$	=	412.830	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

Po= **0.000** kN

Mo= 663.030 × 12.950 +

663.030 × 12.950

= **17172.477** kN·m

Ho= **1326.06** kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

Po= **0.000** kN

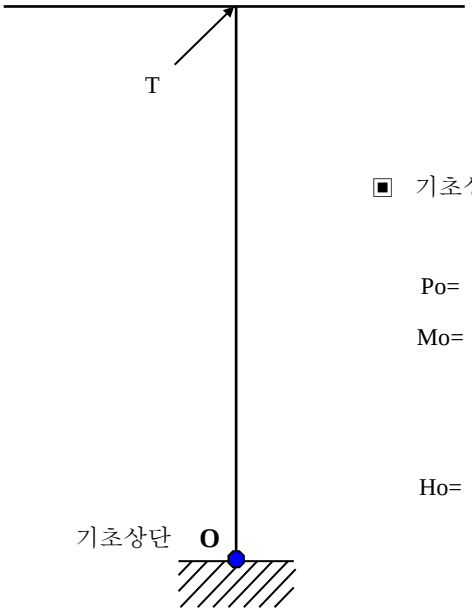
Mo= 412.830 × 12.950 +

412.830 × 12.950

= **10692.297** kN·m

Ho= **825.66** kN

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	149.820	kN
T_m	=	149.820	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

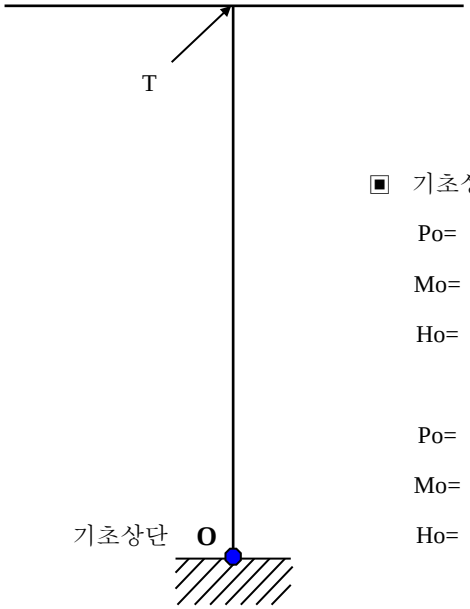
Mo= 149.820 × 12.950 +

149.820 × 12.950

= **3880.338** kN·m

Ho= **299.640** kN

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	775.608	kN
시제동하중 작용시	=	604.488	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

Mo= 775.608 × 12.950 = **10044.127** kN·m

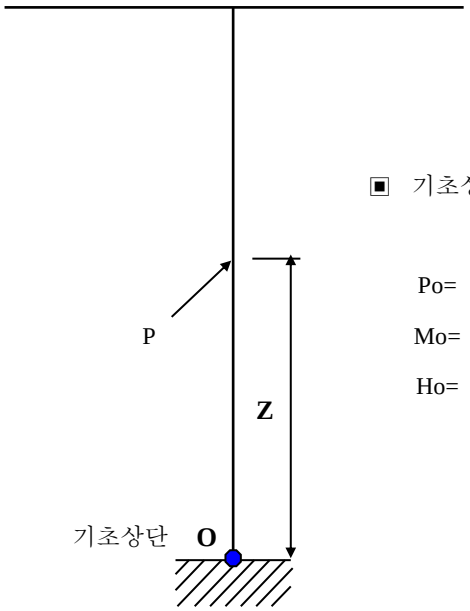
Ho= **775.608** kN

Po= **0.000** kN

Mo= 604.488 × 12.950 = **7828.117** kN·m

Ho= **604.488** kN

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	4.800	M

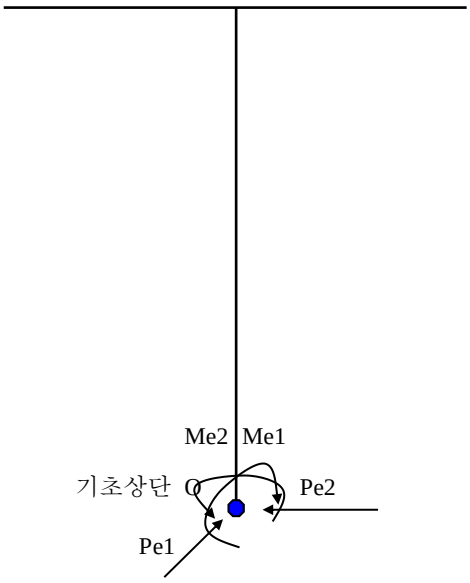
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

Mo= 500.000 × 4.800 = **2400.000** kN·m

Ho= **500.000** kN

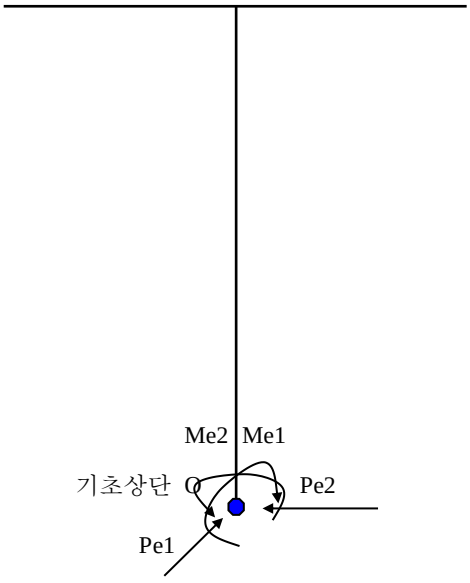
7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1=	**0.000**	kN	Pe2=	**0.000**	kN
He1=	**1844.386**	kN·m	He2=	**0.000**	kN·m
Me1=	**22413.801**	kN	Me2=	**0.000**	kN

8) 지진하중 (L.C 17) : 1000년



▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1=	**0.000**	kN	Pe2=	**0.000**	kN
He1=	**4530.070**	kN·m	He2=	**0.000**	kN·m
Me1=	**55051.440**	kN	Me2=	**0.00**	kN

5-1. 단면력 및 하중조합

5-1.1 COPING

1) 각 하중별 단면력

(COPING)

하 중 경 우			전단력(P) (kN)	모멘트(M) (kN·m)	비 고
Load Case 1	고 정 하 중 + 자 중		4,736	7,547	
Load Case 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	2,092	2,728	
		충격 고려시	2,345	3,048	
Load Case 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	1,919	2,653	
		충격 고려시	2,148	2,959	
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	451	864	
Load Case 3-2		단 선	225	432	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)		428	820	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)		191	366	
Load Case 6	유 수 압		-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중		-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)		381	730	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)		936	1,793	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)

하중경우	고정하중+자중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한 하중	지진하중 (100)	지진하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때							
comb 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	7,532	11,458	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	7,110	10,937	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	5,164	8,366	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	7,723	11,824	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	7,301	11,303	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	7,081	10,594	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	6,884	10,505	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	5,164	8,366	

3) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

(COPING)

하중경우	고정하중+자중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한 하중	지진하중 (100)	지진하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때							
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	**11,341**	**16,993**	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	**10,672**	**16,245**	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	**12,052**	**18,333**	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	**11,375**	**17,500**	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	**10,286**	**15,621**	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	**9,717**	**14,935**	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	**6,972**	**11,295**	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	**10,544**	**16,115**	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	**9,963**	**15,407**	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	**9,677**	**14,455**	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	**9,401**	**14,330**	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	**6,197**	**10,040**	
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00		**6,825**	**10,638**	운행성
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-		1.00	**7,380**	**11,701**	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

5-1.2 기초상면

1) 각 하중별 단면력

(기초상면)

하 중 경 우				교직 수평력 (kN)	교축 수평력 (kN)	연직력 (kN)	교직 모멘트 (kN·m)	교축 모멘트 (kN·m)
교직방향	L.C 1	고 정 하 중 + 자 중		-	-	13,885	-	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	5,020	1	421
			충격 고려시	-	-	5,629	1	474
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	2,510	5,058	210
			충격 고려시	-	-	2,815	5,642	237
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	532	-	-	9,658	-
	L.C 3-2		단 선	266	-	-	4,829	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		701	-	-	11,191	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		317	-	-	5,026	-
교직방향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	4,800	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		1,594	-	-	22,297	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		3,916	-	-	54,765	-
교축방향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	128	-	-	1,064
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	64	-	-	532
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	1,326	-	-	17,172
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	826	-	-	10,692
	L.C 13	장대레일종하중		-	300	-	-	3,880
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	776	-	-	10,044
			시제동하중 작용	-	604	-	-	7,828
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	2,400
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	1,844	-	-	22,414
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	4,530	-	-	55,051

<3차현장자문회의 결과 반영>

2) 하중조합에 의한 단면력

가. 사용하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중조합	교축직각방향										교축방향						비 고
	고정하중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때				복선	단선					
combo 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 3	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 4	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 5	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.4
combo 6	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00		1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 7	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 8	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 9	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 10	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.8

구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 1	**19,515**	**532**	**9,659**	**-**	**474**	
combo 2	**16,700**	**266**	**10,471**	**-**	**237**	
combo 3	**19,515**	**532**	**9,659**	**776**	**10,518**	
combo 4	**16,700**	**266**	**10,471**	**776**	**10,281**	
combo 5	**13,885**	**701**	**11,191**	**903**	**11,108**	
combo 6	**19,515**	**849**	**14,684**	**2,294**	**29,887**	
combo 7	**16,700**	**583**	**15,496**	**1,794**	**23,170**	
combo 8	**19,515**	**1,000**	**4,801**	**500**	**2,874**	
combo 9	**16,700**	**1,000**	**10,442**	**500**	**2,637**	
combo 10	**13,885**	**1,701**	**15,991**	**628**	**3,464**	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중경우	교축직각방향											교축방향						
	고정하중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직 , 교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중 (100)	교축직각지진하중 (1000)	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중 (100)	교축방향지진하중 (1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 25	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 26	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

<3차현장자문회의 결과 반영>

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고	
comb 11	**29,160**	**718**	**13,040**	**-**	**877**	철설기 8.3.1	
comb 12	**23,953**	**359**	**16,956**	**-**	**438**	철설기 8.3.1	
comb 13	**31,224**	**851**	**15,454**	**-**	**758**	철설기 8.3.2	
comb 14	**26,720**	**426**	**16,753**	**-**	**379**	철설기 8.3.2	
comb 15	**26,627**	**718**	**13,039**	**1,047**	**14,223**	철설기 8.3.3	
comb 16	**22,686**	**359**	**14,417**	**1,047**	**13,891**	철설기 8.3.3	
comb 17	**18,745**	**946**	**15,108**	**1,220**	**14,996**	철설기 8.3.4	
comb 18	**26,627**	**1,146**	**19,824**	**3,178**	**41,424**	철설기 8.3.5	
comb 19	**22,686**	**787**	**21,202**	**2,478**	**32,020**	철설기 8.3.5	
comb 20	**26,627**	**1,350**	**6,481**	**675**	**3,904**	철설기 8.3.7	
comb 21	**22,686**	**1,350**	**14,378**	**675**	**3,572**	철설기 8.3.7	
comb 22	**16,663**	**2,041**	**19,189**	**753**	**4,157**	철설기 8.3.8	
comb 23	**16,391**	**-**	**5,021**	**1,844**	**22,625**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 24	**16,391**	**1,594**	**27,318**	**-**	**211**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 25	**16,391**	**-**	**5,021**	**4,530**	**55,262**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 26	**16,391**	**3,916**	**59,786**	**-**	**211**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

다. 최소축하중,최대편심에 대해 설계할 경우

(기초상면)

하중경우	교축직각방향											교축방향						
	고정하중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중 (100)	교축직각지진하중 (1000)	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중 (100)	교축방향지진하중 (1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 27	0.80	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 28	0.80	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 29	0.80	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 30	0.80	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 31	0.80	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 32	0.80	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 33	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 34	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 35	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 36	0.80	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 37	0.80	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 38	0.90	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 39	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 40	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 41	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 42	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고	
comb 27	**21,523**	**718**	**13,040**	**-**	**877**	철설기 8.3.1	
comb 28	**16,316**	**359**	**16,956**	**-**	**438**	철설기 8.3.1	
comb 29	**20,116**	**851**	**15,454**	**-**	**758**	철설기 8.3.2	
comb 30	**15,612**	**426**	**16,753**	**-**	**379**	철설기 8.3.2	
comb 31	**18,990**	**718**	**13,039**	**1,047**	**14,223**	철설기 8.3.3	
comb 32	**15,049**	**359**	**14,417**	**1,047**	**13,891**	철설기 8.3.3	
comb 33	**11,108**	**946**	**15,108**	**1,220**	**14,996**	철설기 8.3.4	
comb 34	**18,990**	**1,146**	**19,824**	**3,178**	**41,424**	철설기 8.3.5	
comb 35	**15,049**	**787**	**21,202**	**2,478**	**32,020**	철설기 8.3.5	
comb 36	**18,990**	**1,350**	**6,481**	**675**	**3,904**	철설기 8.3.7	
comb 37	**15,049**	**1,350**	**14,378**	**675**	**3,572**	철설기 8.3.7	
comb 38	**12,497**	**2,041**	**19,189**	**753**	**4,157**	철설기 8.3.8	
comb 39	**16,391**	**-**	**5,021**	**1,844**	**22,625**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 40	**16,391**	**1,594**	**27,318**	**-**	**211**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 41	**16,391**	**-**	**5,021**	**4,530**	**55,262**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 42	**16,391**	**3,916**	**59,786**	**-**	**211**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

라. 기초 검토 하중

(기초상면)

하중경우	교축직각방향											교축방향						
	고정하중	활하중(충격미고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중(100)	교축직각지진하중(1000)	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중(100)	교축방향지진하중(1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 43	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 44	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 45	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 46	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 47	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 48	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-
comb 49	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	-
comb 50	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 51	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 52	1.00	-	-	-	-	1.20	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 53	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 54	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 55	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 56	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

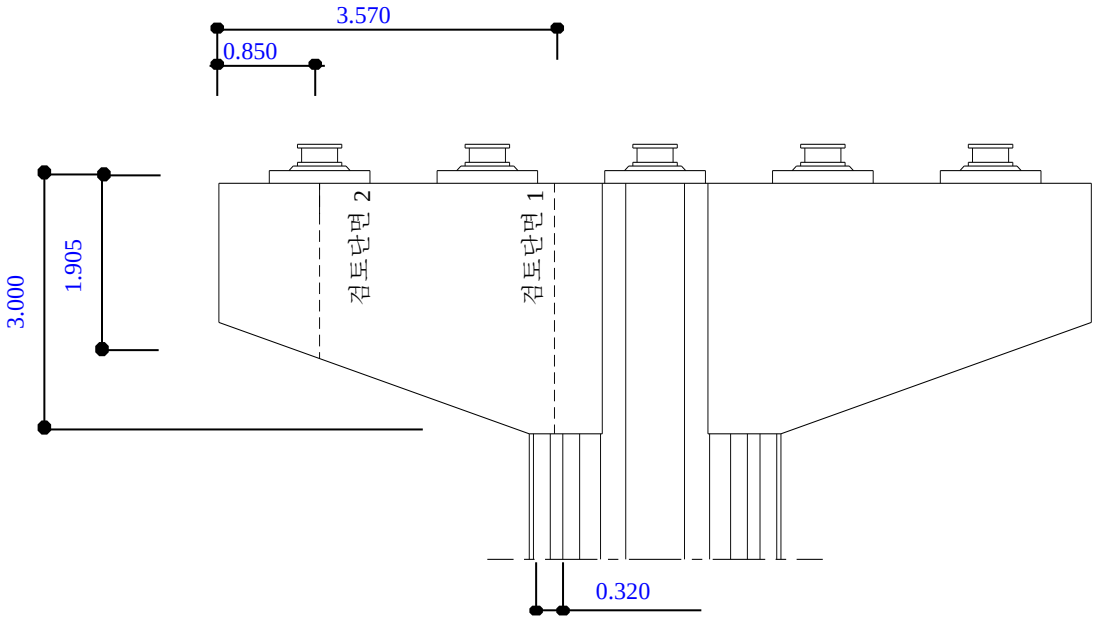
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고	
combo 43	**18,905**	**532**	**9,659**	**-**	**421**	철설기 8.3.1	
combo 44	**16,395**	**266**	**9,887**	**-**	**210**	철설기 8.3.1	
combo 45	**18,905**	**532**	**9,659**	**776**	**10,465**	철설기 8.3.3	
combo 46	**16,395**	**266**	**9,887**	**776**	**10,255**	철설기 8.3.3	
combo 47	**13,885**	**701**	**11,191**	**903**	**11,108**	철설기 8.3.4	
combo 48	**18,905**	**849**	**14,684**	**2,294**	**29,834**	철설기 8.3.5	
combo 49	**16,395**	**583**	**14,913**	**1,794**	**23,143**	철설기 8.3.5	
combo 50	**18,905**	**1,000**	**4,801**	**500**	**2,821**	철설기 8.3.7	
combo 51	**16,395**	**1,000**	**9,858**	**500**	**2,610**	철설기 8.3.7	
combo 52	**13,885**	**1,841**	**18,229**	**653**	**3,677**	철설기 8.3.8	
combo 53	**16,395**	**-**	**5,058**	**1,844**	**22,624**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
combo 54	**16,395**	**1,594**	**27,355**	**-**	**210**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
combo 55	**16,395**	**-**	**5,058**	**4,530**	**55,262**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
combo 56	**16,395**	**3,916**	**59,823**	**-**	**210**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

6. Coping 설계

6.1 단면력 집계

; 원형기둥을 포함하는 경우는 기둥에서 D/10만큼 들어간 위치에서 검토한다.

구 분		하 중 조 합	COPING 단면력	비 고
사용하중	최대모멘트	**comb 4**	**11,824**	
계수하중	최대모멘트	**comb 13**	**18,333**	
	최대전단력	**comb 13**	**12,052**	



6. 코핑 단면 검토

6.1 Deep Beam 검토

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.90 Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2,800	3,000	2,800	200	18,333	12,052	11,824

Ln= 5440.00 mm Ln/D = 5440.00 / 2800.00 = 1.943 < 4

∴DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

Use As (1단) :	H	29	-	21	EA	=	13,490	mm^2	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	29	-	21	EA	=	13,490	mm^2	,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	29	-	21	EA	=	13,490	mm^2	,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 40471.200 mm^2 [사용률 2.184]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 226.729 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.02797 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.90 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 18531.258 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 313,790 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 27,440 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 24,708 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **OK!!**

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 226.729 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 36968.660 kN · mm

ΦMn > Mu (= 18333.215 kN · m) [사용률 = 2.016] ∴ **O.K!!**

2) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 2800.0 × 2800.00 / 1000 = 6083.37 kN

ΦVc= 6083.37 < Vu = 12051.530 kN ∴ **전단보강 필요함!!**

ΦVmax = Φ · 5 · (√fck / 6) · bw · d = 30416.859 kN > 12051.530 kN ∴ **O.K!!**

- 전단철근량 산정

수직 전단철근량 : Av, 간격 : Sv ⇒ Av_{min} = 0.0025×b×Sv , Sv≤ (d/5, 300mm)

수평 전단철근량 : Ah, 간격 : Sh ⇒ Av_{min} = 0.0015×b×Sh , Sh≤ (d/5, 300mm)

Vu = ΦVn = Φ(Vc + Vs)

Sv = 200 mm ≤ d/5, 300mm = 200 mm ∴ **O.K**

d /5 = 2800.0 / 5 = 560 mm

H 19 사용, Av = 6 × 287 = 1,719 mm^2 ≥ 0.0025×b×Sv ∴ **O.K**

0.0025×b×Sv = 0.0025 × 2800 × 200 = 1,400 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200** mm 로 배근

Sh = 200 mm ≤ d/5, 300mm = 200 mm ∴ **O.K**

d /5 = 2800.0 / 5 = 560.000 mm

H 19 사용, Ah = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ 0.0015×b×Sh ∴ **O.K**

0.0015×b×Sh = 0.0015 × 2800 × 200.00 = 840.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

ΦVs = Φ {Av / S1 × (1+ln/d) / 12 + Ah / S2 × (11-ln/d)/12} fy × d = 8182.440 kN

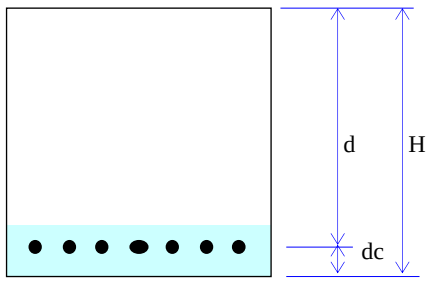
- 전단강도검토

Vu = 12051.530 kN < Φ(Vc + Vs) = 6083.37 + 8182.440 = 14265.812 kN

∴ **O.K**

3) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	3,000	mm,	B =	2,800	mm ,
d =	2,800	mm,	dc =	200	mm ,
Mo =	11,824	kN· m,	As =	40,471	mm^2
N =	21		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √ (1 + (2 · b · d/n · As)) = 658 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 113 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 119 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 86 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 451 mm

최외단철근 평균배근간격; 2800 / 21 = 133.3 mm < 451 mm **O.K!!**

6.2 지점부 (corbel 검토)

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.75 Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2800.00	3000.00	2800.00	200.00	18333.215	12051.530	11824.168

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

Vu = 12051.530 kN

Mu = 18333.215 kN·m

나) corbel 판정

a = Mu / Vu = 18333.215 / 12051.530 = 1.521 m

d = 3.000 - 0.200 = 2.800 m

a / d = 1.521 / 2.800 = 0.543 < 1.0 ∴ **corbel로 검토**

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 12051.530 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 12051.530 = 2410.306 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 18333.215 + 2410.306 × (3.000 - 2.800)

= 18815.276 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$Vn_max \le 0.2 \times fck \times bo \times d \;,\; 5.6 \times bo \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 2{,}800 \times 2{,}800 = 47{,}040$ kN

$\le 5.6 \times 2{,}800 \times 2{,}800 = 43{,}904$ kN

$\Phi Vn_max = 0.75 \times 43904.00 = 32928.000$ kN

$\Phi Vn_max = 32{,}928$ kN $>$ $Vu = 12{,}052$ kN $\therefore$ **O.K!!**

$$A_{vf} = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu} \quad (\Phi v = 0.75,\ \mu = 1.4)$$

$= 12{,}051{,}530 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 28{,}694$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$Mu = 18{,}815$ kN·m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times b}, \quad Mn = \frac{Mu}{\Phi} = A_f \times fy \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[\, d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times b \times \Phi)\,]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times b)}$$

$$= \frac{120}{0.006} = 21{,}460 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$Nu = 2{,}410$ kN

$A_n = Nu / (\Phi \times fy) = 2{,}410 / (0.75 \times 400)$

$= 8034.353$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$A_s \geq (A_f + A_n) , (2/3\ A_{vf} + A_n) , (0.04 \times fck / fy \times b \times d)$

$\geq$ 21460 + 8034 = 29,494 ㎟

$\geq$ 2/3 28694 + 8034 = 27,164 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400 × 2800 × 2800 = 23,520 ㎟

$\therefore$ A_s = 29,494 ㎟

Use As (1단) :	H	29	-	21	EA	=	13490.400	mm^2	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	29	-	21	EA	=	13490.400	mm^2	,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	29	-	21	EA	=	13490.400	mm^2	,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 40471.200 mm^2 [사용률 1.372]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

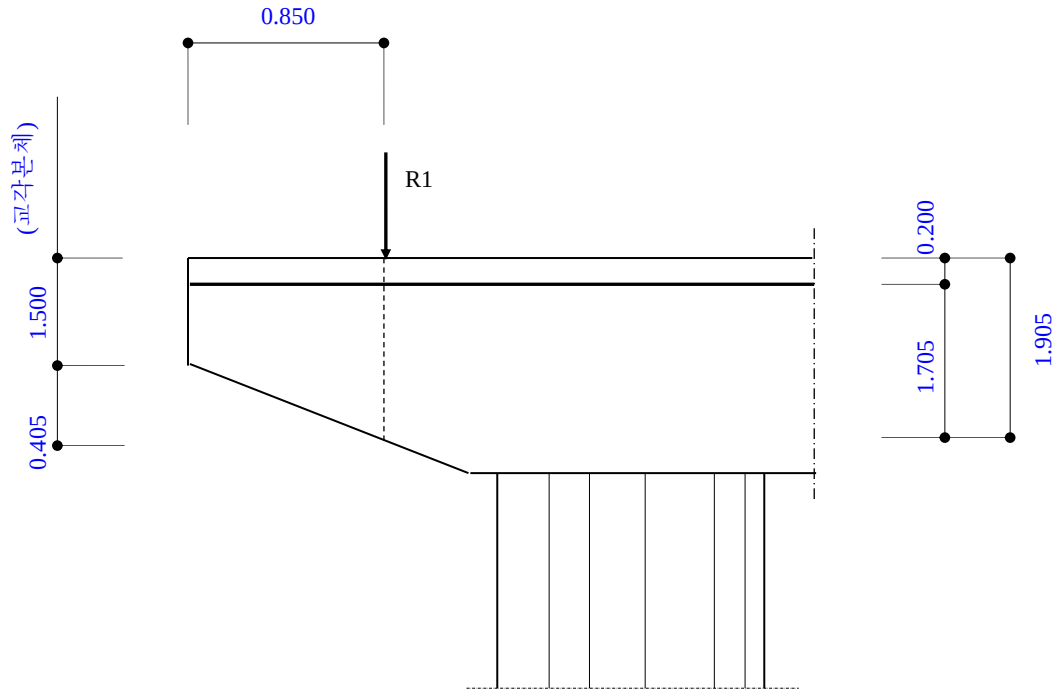
A_h = 0.5 × (As - An) = 0.5 × (29,494 - 8,034)

= 10,730 ㎟

Use	**H**	**19**	-	**6**	EA	×	**9**	단	=	15,471 mm^2

$\therefore$ **O.K!!**

6.3 교좌부 (corbel 검토)



fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.75 Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2800.00	1904.76	1704.76	200.00	163.228	2460.209	11824.168

1) 하중산정

가) 자중

W_{O1} = 1.500 × 0.850 × 2.800 × 24.500 = 87.465 kN

W_{O2} = 1/2 × 0.405 × 0.850 × 2.800 × 24.500 = 11.801 kN

∑ = 99.266 kN

M_{O1} = 87.465 × 0.425 = 37.173 kN.m

M_{O2} = 11.801 × 0.283 = 3.340 kN

∑ = 40.512 kN

나) 상부 고정하중

R_D = 1112.706 kN

다) 상부 활하중

R_D = 325.659 kN

라) 설계하중 (1.6 × 자중 + 1.6 × 고정하중 + 1.6 × 활하중)

V_u = 1.6 × 99.266 + 1.6 × 1112.706 + 1.6 × 325.659

= 2460.209 kN

M_u = 1.6 × 40.512

= 64.820 kN

2) 적용범위 검토

a = Mu / Vu = 64.820 / 2460.209 = 0.026 m

d = 1.905 - 0.200 = 1.705 m

a / d = 0.026 / 1.705 = 0.015 < 1 ∴ **corbel로 검토**

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 2460.209 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 2460.209 = 492.042 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 64.820 + 492.042 × (1.905 - 1.705)

= 163.228 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$Vn_max \le 0.2 \times fck \times bo \times d \;,\; 5.6 \times bo \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 2800.00 \times 1704.76 = 28640.000$ kN

$\le 5.6 \times 2800.00 \times 1704.76 = 26730.667$ kN

$\Phi Vn_max = 0.75 \times 26730.67 = 20048.000$ kN

$\Phi Vn_max = 20048.000$ kN $>$ $Vu = 2460.209$ kN $\therefore$ **O.K!!**

$$A_{vf} = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu} \quad (\Phi v = 0.75,\ \mu = 1.4)$$

$= 2460209.000 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 5857.64$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$Mu = 163.228$ kN·m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times b}, \quad Mn = \frac{Mu}{\Phi} = A_f \times fy \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[\, d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times b \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times b)}$$

$$= \frac{1.677}{0.006} = 299.361 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$Nu = 492.042$ kN

$A_n = Nu / (\Phi \times fy) = 492.042 / (0.75 \times 400)$

$= 1640.140$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$A_s \geq (A_f + A_n) , (2/3\ A_{vf} + A_n) , (0.04 \times fck / fy \times b \times d)$

$\geq$ 299.361 + 1640.140 = 1939.501 ㎟

$\geq$ 2/3 5857.64 + 1640.140 = 5545.233 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400.000 × 2800.000 × 1704.762 = 14320.000 ㎟

$\therefore$ A_s = 14320.000 ㎟

Use As (1단) :	H	29	-	21	EA	=	13490.400	mm^2	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	29	-	21	EA	=	13490.400	mm^2	,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	29	-	21	EA	=	13490.400	mm^2	,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 40471.200 mm^2 [사용률 2.826]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

A_h = 0.5 × (As - An) = 0.5 × (14320.000 - 1640.140)

= 6339.930 ㎟

Use	**H**	**19**	-	**6**	EA	×	**5**	단	=	8595.000 mm^2

$\therefore$ **O.K!!**

7. 기 둥 설 계

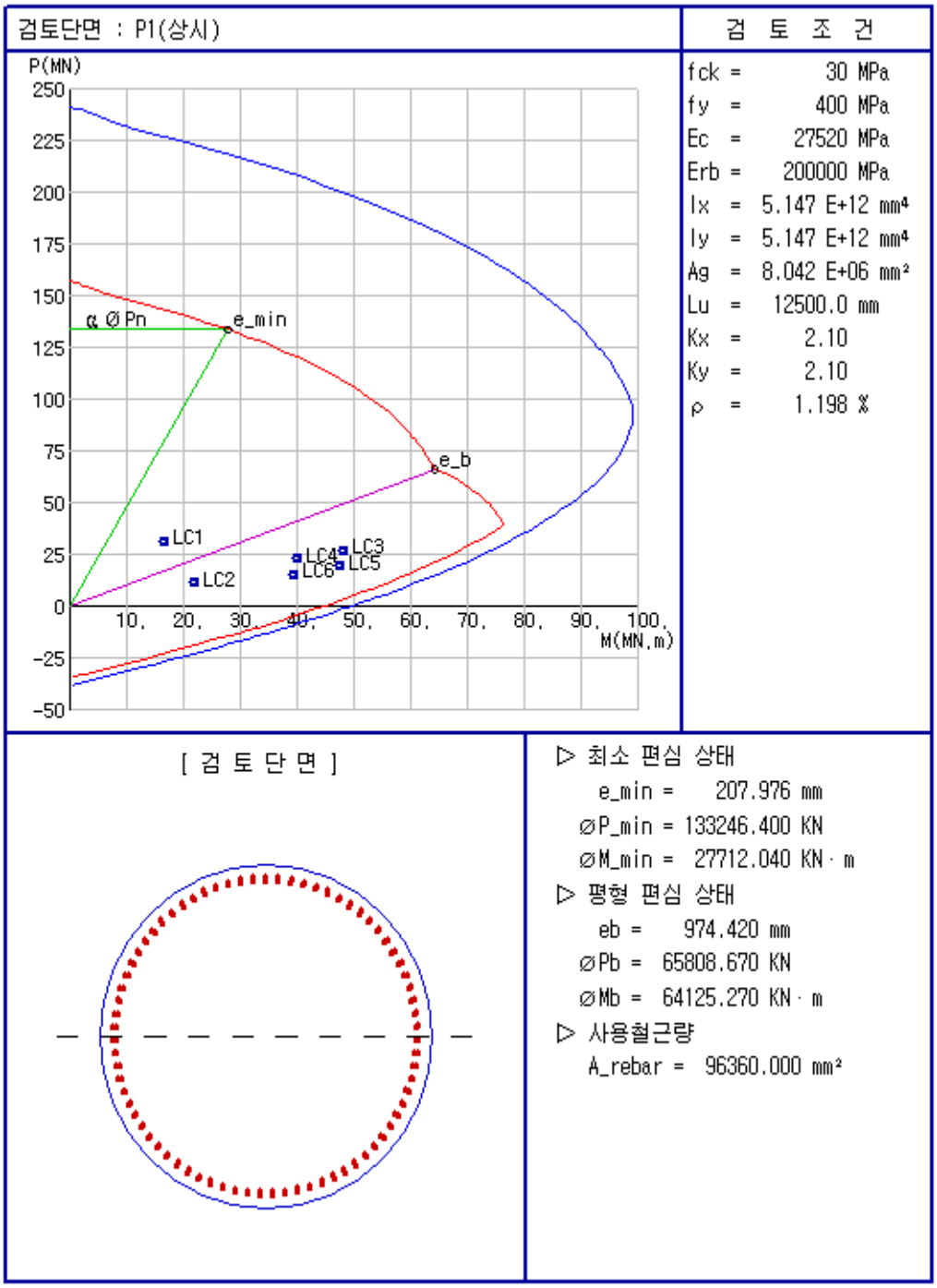
7.1 단면력 집계

구 분			하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
					교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력		comb 13	31,224	0	851	758	15,454	Load case 1
	최소축력		comb 33	11,108	1,220	946	14,996	15,108	Load case 2
	최 대 모멘트	교축방향	comb 18	26,627	3,178	1,146	41,424	19,824	Load case 3
		교직방향	comb 19	22,686	2,478	787	32,020	21,202	Load case 4
	최 대 편 심	교축방향	comb 34	18,990	3,178	1,146	41,424	19,824	Load case 5
		교직방향	comb 35	15,049	2,478	787	32,020	21,202	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향		comb 23	16,391	1,844	0	22,625	5,021	Load case 7
	교축직각방향		comb 24	16,391	0	1,594	211	27,318	Load case 8
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향		comb 25	16,391	4,530	0	55,262	5,021	Load case 9
	교축직각방향		comb 26	16,391	0	3,916	211	59,786	Load case 10

7.2 기둥해석

1) 상 시

▶ **P - M 상관도**



▶ P1(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P1(상시)

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 30 MPa, fy = 400 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 27520 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.90

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 3200.00 mm
철근 피복두께(d') : 139.50 mm
비지지 길이 (Lu) : 12500.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 75ea = 48180.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 75ea = 48180.0 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 96360.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 31223.884 KN

계수모멘트(X) : Mux = 758.326 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 758.326 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 15453.926 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 15453.926 KN·m

X축 세장비 : λx = 32.8
Y축 세장비 : λy = 32.8

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.054
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.054

X축 확대모멘트 : δMux = 799.331 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 16289.558 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 16309.158 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 87.191 °

최 소 편 심 : e_min = 207.98 mm
작 용 편 심 : e = 522.33 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.108 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.716 + 14833.462 + -11105.055 = 100959.122 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.277 + 15599.343 + 13339.961 = 98378.579 KN·m

평 형 편 심 : eb = 974.44 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6519
평 형 축 하 중 : ØPb = 65816.94 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 64134.64 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 2460.22 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 522.33 mm ≒ e = 522.33 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.198 %

Pn = Cc + Cs + Tt = 139287.129 + 18229.483 + -2772.921 = 154743.691 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 61270.316 + 15847.349 + 3709.619 = 80827.283 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00075
εt = 0.00075 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 100583.395 KN ≥ Pu = 31223.884 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 52537.732 KN·m ≥ Mu = 16309.158 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 11108.364 KN

계수모멘트(X) : Mux = 14996.419 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 14996.419 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 15107.828 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 15107.828 KN·m

X축 세장비 : λx = 32.8
Y축 세장비 : λy = 32.8

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.019
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.019

X축 확대모멘트 : δMux = 15275.195 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 15388.675 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 21682.779 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 45.212 °

최 소 편 심 : e_min = 207.97 mm
작 용 편 심 : e = 1951.93 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.118 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.717 + 14828.773 + -11102.668 = 100956.822 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.277 + 15596.744 + 13339.259 = 98375.279 KN·m

평 형 편 심 : eb = 974.43 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6520
평 형 축 하 중 : ØPb = 65822.86 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 64139.72 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1159.706 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1951.933 mm ≒ e = 1951.933 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.198 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.004954 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 52454.169 + 10898.271 + -19740.130 = 43612.310 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 54048.081 + 13385.354 + 17694.860 = 85128.295 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00495
εy = 0.002 < εt = 0.00495 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.896
설계축하중강도 : ØPn = 39084.336 KN ≥ Pu = 11108.364 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 76289.994 KN·m ≥ Mu = 21682.779 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 26626.626 KN

계수모멘트(X) : Mux = 41423.785 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 41423.785 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 19823.913 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 19823.913 KN·m

X축 세장비 : λx = 32.8
Y축 세장비 : λy = 32.8

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.046

Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.046

X축 확대모멘트 : δMux = 43318.796 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 20730.796 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 48023.785 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 25.574 °

최 소 편 심 : e_min = 207.98 mm
작 용 편 심 : e = 1803.60 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.247 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.713 + 14828.480 + -11100.612 = 100958.581 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.276 + 15597.746 + 13337.875 = 98374.894 KN·m

평 형 편 심 : eb = 974.41 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6520
평 형 축 하 중 : ØPb = 65820.88 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 64136.42 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1222.57 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1803.60 mm ≒ e = 1803.60 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.198 %

Pn = Cc + Cs + Tt = 56416.383 + 11287.109 + -19015.126 = 48688.366 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 56441.447 + 13690.860 + 17682.060 = 87814.357 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00455
εy = 0.002 < εt = 0.00455 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.862
설계축하중강도 : ØPn = 41973.814 KN ≥ Pu = 26626.626 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 75703.988 KN·m ≥ Mu = 48023.785 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 22685.995 KN

계수모멘트(X) : Mux = 32019.765 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 32019.765 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 21202.062 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 21202.062 KN·m

X축 세장비 : λx = 32.8
Y축 세장비 : λy = 32.8

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.039
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.039

X축 확대모멘트 : δMux = 33259.395 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 22022.890 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 39889.786 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 33.511 °

최 소 편 심 : e_min = 207.98 mm
작 용 편 심 : e = 1758.34 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.230 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.717 + 14836.260 + -11105.362 = 100961.614 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.276 + 15600.718 + 13339.001 = 98378.995 KN·m

평 형 편 심 : eb = 974.42 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6518
평 형 축 하 중 : ØPb = 65808.67 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 64125.27 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1243.834 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1758.344 mm ≒ e = 1758.344 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.198 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.004414 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 57773.051 + 11418.332 + -18769.098 = 50422.285 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 57213.371 + 13787.520 + 17658.821 = 88659.711 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00441
εy = 0.002 < εt = 0.00441 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.851
설계축하중강도 : ØPn = 42915.872 KN ≥ Pu = 22685.995 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 75460.856 KN·m ≥ Mu = 39889.786 KN·m ∴ O.K

(5) Load Case 5

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 18989.625 KN

계수모멘트(X) : Mux = 41423.785 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 41423.785 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 19823.913 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 19823.913 KN·m

X축 세장비 : λx = 32.8
Y축 세장비 : λy = 32.8

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.032
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.032

X축 확대모멘트 : δMux = 42757.768 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 20462.309 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 47401.823 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 25.574 °

최 소 편 심 : e_min = 207.98 mm
작 용 편 심 : e = 2496.20 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.247 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.713 + 14828.480 + -11100.612 = 100958.581 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.276 + 15597.746 + 13337.875 = 98374.894 KN·m

평 형 편 심 : eb = 974.41 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.6520
평 형 축 하 중 : ØPb = 65820.88 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 64136.42 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 999.395 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2496.196 mm ≒ e = 2496.196 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.198 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.00623 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 42609.391 + 9838.188 + -21552.973 = 30894.607 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 47187.323 + 12479.152 + 17452.531 = 77118.986 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00623
0.005 ≤ εt = 0.00623 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.900
설계축하중강도 : ØPn = 27805.146 KN ≥ Pu = 18989.625 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 69407.085 KN·m ≥ Mu = 47401.823 KN·m ∴ O.K

(6) Load Case 6

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 15048.995 KN

계수모멘트(X) : Mux = 32019.765 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 32019.765 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 21202.062 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 21202.062 KN·m

X축 세장비 : λx = 32.8
Y축 세장비 : λy = 32.8

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.025
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.025

X축 확대모멘트 : δMux = 32831.507 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 21739.562 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 39376.597 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 33.511 °

최 소 편 심 : e_min = 207.98 mm
작 용 편 심 : e = 2616.56 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.230 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.717 + 14836.260 + -11105.362 = 100961.614 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.276 + 15600.718 + 13339.001 = 98378.995 KN·m

평 형 편 심 : eb = 974.42 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6518
평 형 축 하 중 : ØPb = 65808.67 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 64125.27 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 974.517 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2616.56 mm ≒ e = 2616.56 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.198 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.006462 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 41125.807 + 9676.296 + -21856.628 = 28945.475 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 46037.783 + 12327.675 + 17372.109 = 75737.567 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00646
0.005 ≤ εt = 0.00646 -------> 인장지배단면

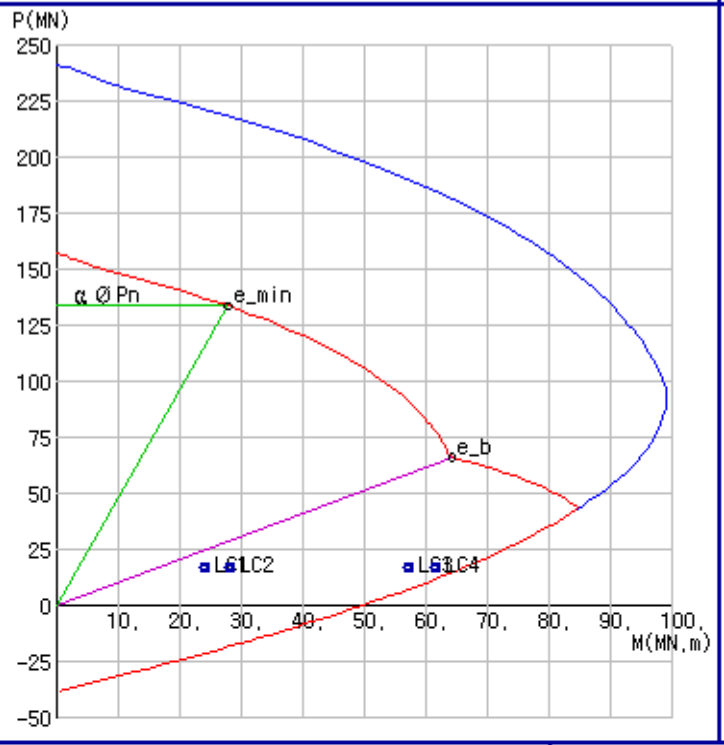
강도 감소 계수 : Ø = 0.900
설계축하중강도 : ØPn = 26050.926 KN ≥ Pu = 15048.995 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 68163.808 KN·m ≥ Mu = 39376.597 KN·m ∴ O.K

7.2 기둥해석

2) 지진시

▶ **P - M 상관도**

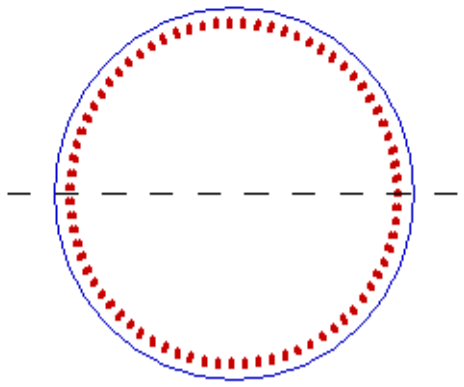
검토단면 : P1(지진시)



검 토 조 건

fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27520 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	5.147 E+12 mm⁴
Iy	=	5.147 E+12 mm⁴
Ag	=	8.042 E+06 mm²
Lu	=	12500.0 mm
Kx	=	2.10
Ky	=	2.10
ρ	=	1.198 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 207.981 mm

ØP_min = 133246.400 KN

ØM_min = 27712.700 KN · m

▷ 평형 편심 상태

eb = 974.403 mm

ØPb = 65898.430 KN

ØMb = 64211.650 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 96360.000 mm²

▶ P1(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P1(지진시)

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 30 MPa, fy = 400 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 27520 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 1.00

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 3200.00 mm
철근 피복두께(d') : 139.50 mm
비지지 길이 (Lu) : 12500.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 75ea = 48180.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 75ea = 48180.0 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 96360.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 16390.571 KN

계수모멘트(X) : Mux = 22624.710 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 22624.710 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 5021.112 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 5021.112 KN·m

X축 세장비 : λx = 32.8
Y축 세장비 : λy = 32.8

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.028
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.028

X축 확대모멘트 : δMux = 23250.823 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 5160.065 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 23816.528 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 12.513 °

최 소 편 심 : e_min = 207.97 mm
작 용 편 심 : e = 1453.06 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.223 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.718 + 14828.585 + -11101.617 = 100957.685 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.277 + 15596.862 + 13338.276 = 98374.414 KN·m

평 형 편 심 : eb = 974.41 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.6528
평 형 축 하 중 : ØPb = 65901.62 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 64215.35 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1421.238 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1453.063 mm ≒ e = 1453.063 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.198 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.003491 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 69297.588 + 12487.891 + -16728.882 = 65056.597 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 62809.165 + 14512.530 + 17209.611 = 94531.305 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00349
εy = 0.002 < εt = 0.00349 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.824
설계축하중강도 : ØPn = 53600.048 KN ≥ Pu = 16390.571 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 77884.223 KN·m ≥ Mu = 23816.528 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 16390.571 KN

계수모멘트(X) : Mux = 210.909 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 210.909 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 27318.112 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 27318.112 KN·m

X축 세장비 : λx = 32.8
Y축 세장비 : λy = 32.8

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.028
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.028

X축 확대모멘트 : δMux = 216.746 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 28074.109 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 28074.946 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 89.558 °

최 소 편 심 : e_min = 207.98 mm
작 용 편 심 : e = 1712.87 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.243 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.714 + 14828.478 + -11100.826 = 100958.366 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.276 + 15597.522 + 13337.954 = 98374.749 KN·m

평 형 편 심 : eb = 974.41 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020

강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6527
평 형 축 하 중 : ØPb = 65900.40 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 64213.95 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1266.466 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1712.872 mm ≒ e = 1712.872 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.198 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.004284 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 59221.598 + 11565.862 + -18516.010 = 52271.450 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 58010.990 + 13895.204 + 17628.087 = 89534.281 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00428
εy = 0.002 < εt = 0.00428 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.916
설계축하중강도 : ØPn = 47902.804 KN ≥ Pu = 16390.571 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 82051.351 KN·m ≥ Mu = 28074.946 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 16390.571 KN

계수모멘트(X) : Mux = 55262.349 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 55262.349 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 5021.112 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 5021.112 KN·m

X축 세장비 : λx = 32.8
Y축 세장비 : λy = 32.8

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.028
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.028

X축 확대모멘트 : δMux = 56791.670 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 5160.065 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 57025.609 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 5.192 °

최 소 편 심 : e_min = 207.98 mm
작 용 편 심 : e = 3479.17 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.109 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.716 + 14835.207 + -11106.005 = 100959.918 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.277 + 15599.973 + 13340.027 = 98379.277 KN·m

평 형 편 심 : eb = 974.44 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6526
평 형 축 하 중 : ØPb = 65888.63 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 64204.44 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 854.111 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 3479.172 mm ≒ e = 3479.172 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.198 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.007797 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 34131.071 + 8814.737 + -23242.630 = 19703.178 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 40196.156 + 11489.269 + 16865.319 = 68550.743 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.0078
0.005 ≤ εt = 0.0078 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000
설계축하중강도 : ØPn = 19703.178 KN ≥ Pu = 16390.571 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 68550.743 KN·m ≥ Mu = 57025.609 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 16390.571 KN

계수모멘트(X) : Mux = 210.909 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 210.909 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 59785.672 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 59785.672 KN·m

X축 세장비 : λx = 32.8
Y축 세장비 : λy = 32.8

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.028
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.028

X축 확대모멘트 : δMux = 216.746 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 61440.171 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 61440.553 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 89.798 °

최 소 편 심 : e_min = 207.98 mm
작 용 편 심 : e = 3748.53 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.288 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.692 + 14829.138 + -11100.563 = 100959.268 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.275 + 15598.192 + 13337.582 = 98375.045 KN·m

평 형 편 심 : eb = 974.40 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6527

평 형 축 하 중 : ØPb = 65898.43 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 64211.65 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 830.237 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 3748.53 mm ≒ e = 3748.53 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.198 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.00811 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 32771.766 + 8631.165 + -23524.819 = 17878.112 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 38978.434 + 11301.805 + 16736.409 = 67016.646 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00811
0.005 ≤ εt = 0.00811 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000
설계축하중강도 : ØPn = 17878.112 KN ≥ Pu = 16390.571 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 67016.646 KN·m ≥ Mu = 61440.553 KN·m ∴ O.K

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 V = 4530.070 KN (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Zs = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{3200}{2} - 140\right) = 929.8 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Zs = \frac{3200}{2} + 929.783 = 2529.78 \text{ mm}$$

Vn = Vmax / Φ = 4530.070 / 1 = 4530.070 KN

Vc = $1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d$ = 1/6 × √ 30.00 × 3200.0 × 2529.78 / 1000
= 7389.970 KN

Vc = $1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d$ =	7389.970 KN	>	Vn =	4530.070	KN
$1/2 \times Vc = 1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d \times 1/2$ =	3694.985 KN	<	Vn =	4530.070	KN

∴ **최소전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 300.0 ㎜

· Req. As
- 0.35 bw s / fy = 840.00 ㎟ **(최소전단철근 필요시)**
- Vs s / (ϕv fy d) = 0.00 ㎟ ☜ **(전단철근 필요시)**

∴ USE Av = H 25 × 2 ea = 1013.400 ㎟

1013.400 ㎟ > 840.000 ㎟ O.K

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

부재최소단면치수의 1/4 = 800.000
축방향 철근지름의 6배 = 174.000
중 작은값이므로 174 mm 를 초과하지 않아야 한다.

- 기둥에서의 단부구역 길이

· 기둥의 최대단면치수 = 3200.000
· 기둥 순높이의 1/6 = 1583.333
· 45 cm 이상 = 450.000
중 큰값이므로 3200 mm 이상 설치한다.

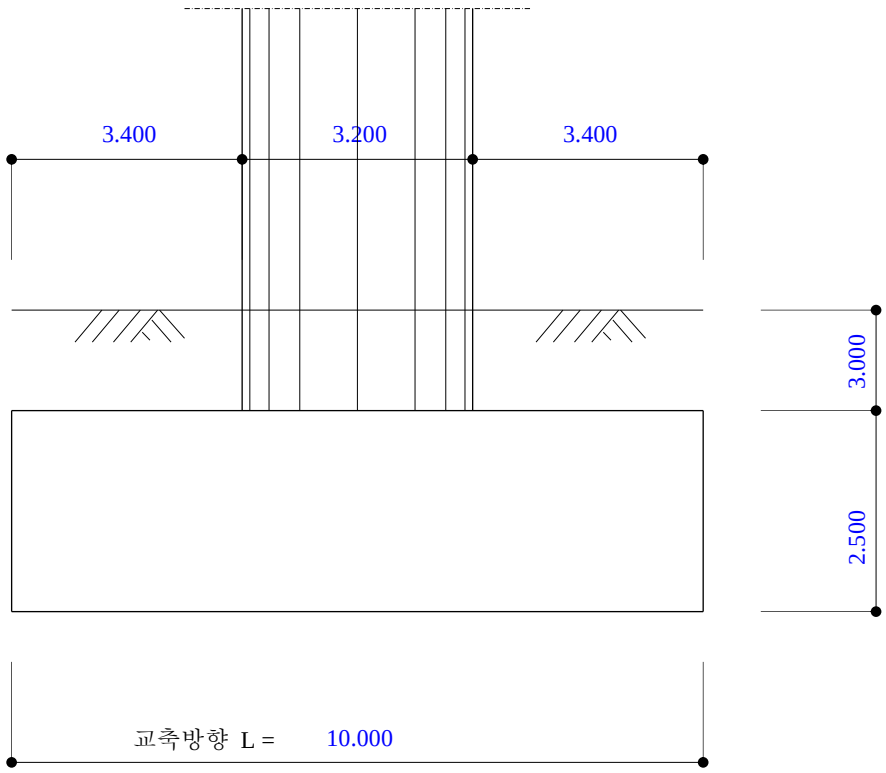
- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

· 기둥치수의 0.5배이상연장 = 1600.000
· 38 cm 이상 = 380.000
중 큰값이므로 1600 mm 이상 설치한다.

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



교축직각방향 B = 10.000 m

가) 기초의 자중

	10.000	×	2.500	×	10.000	×	24.500	=	6125.000 kN
						∑		=	6125.000 kN

나) 흙의 자중

	10.000	×	3.000	×	10.000	×	19.000	=	5700.000	kN
-	π	×	3.200	²/4	×	3.000	×	19.000	=	-458.421 kN
							∑	=	5241.579	kN

다) 기초, 흙의 자중

∑ V2 = 6125.000 + 5241.579 = 11366.58 kN

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 50	1000.000	18905.416	14684.350	
적 용	**combo 50**	**1000.000**	**18905.416**	**14684.350**	
평상시 최대모멘트	combo 52	1841.109	13885.456	18229.181	
적 용	**combo 52**	**1841.109**	**13885.456**	**18229.181**	
지진시	combo 56	3916.040	16395.436	59822.956	1.0

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 48	2294.107	18905.416	29833.794	
적 용	**combo 48**	**2294.107**	**18905.416**	**29833.794**	
평상시 최대모멘트	combo 48	2294.107	18905.416	29833.794	
적 용	**combo 48**	**2294.107**	**18905.416**	**29833.794**	
지진시	combo 55	4530.070	16395.436	55261.815	1.0

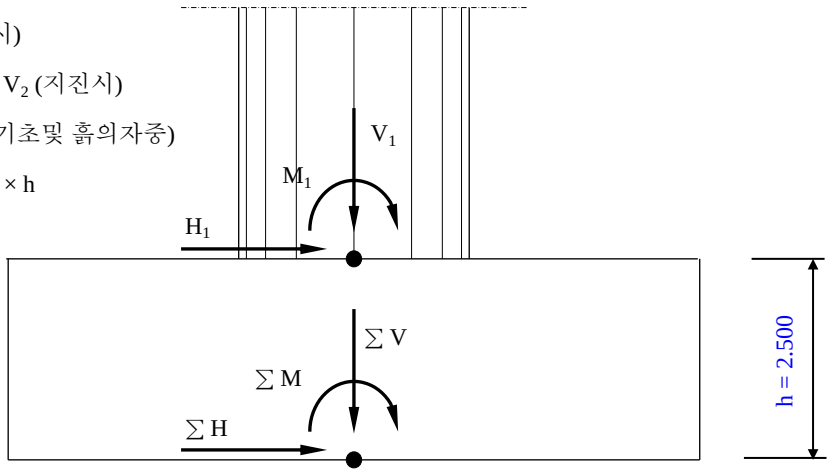
3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

$\sum H = H_1$ (평상시)

$\sum H = H_1 + K_h \times V_2$ (지진시)

$\sum V = V_1 + V_2$ (기초및 흙의자중)

$\sum M = M_1 + \sum H \times h$



가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	1000.000	30271.995	17184.350	0.568	
평상시 최대모멘트	1841.109	25252.035	22831.954	0.904	
지진시	3916.040	27762.015	69613.056	2.507	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	2294.107	30271.995	35569.062	1.175	
평상시 최대모멘트	2294.107	30271.995	35569.062	1.175	
지진시	4530.070	27762.015	66586.990	2.398	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

$Qu = A' \times [\ \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma 1 \cdot B' \cdot Nr + q \cdot Nq\ ]$

N = 50 (기초지반은 지질주상도 참조)

α= 1.0 + 0.3 B/L = 1.0 + 0.3 × 10.000 / 10.000 = 1.300 m

β= 0.5 - 0.1 B/L = 0.5 - 0.1 × 10.000 / 10.000 = 0.400 m

q = γ2 × Df = 14.0 × 5.500 = 77.000 kN/m²

Φ= 33.00 ° (지반조사 보고서 참조)

C = 250 kN/㎡ (지반조사 보고서 참조)

지지력계수 Nc = **48.34** Nq = **32.52** Nr = **32.23**

가) 평 상 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 10.000 - 2 × 0.904 = 8.192 m

L'= L - 2el = 10.000 - 2 × 1.175 = 7.650 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 8.192 × 7.650 = 62.669 m²

지반의 극한지지력

Qu = 62.669 × [1.300 × 250.000 × 48.340 + 0.400 × 14.0 × 8.192 × 32.23 + 77.000 × 32.515] = 1,234,108 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/3 = 1,234,108 / 3 = 411,369 kN

Qa = 411,369 kN > Vmax = 30,272 kN - O.K -

나) 지 진 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 10.000 - 2 × 2.507 = 4.985 m

L'= L - 2el = 10.000 - 2 × 2.398 = 5.203 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 4.985 × 5.203 = 25.937 m²

지반의 극한지지력

Qu = 25.937 × [1.300 × 250.000 × 48.340 + 0.400 × 14.0

× 4.985 × 32.23 + 77.000 × 32.515] = 495,753 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/2 = 495,753 / 2 = 247,877 kN

Qa = 247,877 kN > Vmax = 27,762 kN - O.K -

2) 최대 지반반력에 대한 검토

평상시 최대지반반력 -	1000.00 kN/m²	지진시 최대지반반력 -	1500.00 kN/m²

가) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 30271.995 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.568) / 10.000 }

qmax = 405.826 kN/m²

qmin = 199.614 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 25252.035 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.904) / 10.000 }

qmax = 389.512 kN/m²

qmin = 115.529 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 2.507 > B / 6 = 1.667

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B } , (e < B/6 일경우)

= 27762.015 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.507) / 10.000 }

= 695.298 , -140.058

q = 2∑V/Lx , (e > B/6 일경우)

= 55524.030 / (10.000 × 7.478) = 742.546 kN/m²

qmax = 742.546 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² qa = 1500.00 kN/m² - O.K -

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 30271.995 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.175) / 10.000 }

qmax = 516.134 kN/m²

qmin = 89.306 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 30271.995 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.175) / 10.000 }

qmax = 516.134 kN/m²

qmin = 89.306 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 2.398 > L / 6 = 1.667

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L } , (e < B/6 일경우)

= 27762.015 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.398) / 10.000 }

= 677.142 , -121.902

q = 2∑V/Bx , (e > B/6 일경우)

= 55524.030 / (10.000 × 7.805) = 711.434 kN/m²

qmax = 711.434 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² qa = 1500.00 kN/m² - O.K -

3) 전도에 대한 검토

기초저면에 대한 하중의 작용위치는 기초 외연단에서 측정하여
저면폭의 1/6(평상시), 1/3(지진시)보다 내측에 있어야 한다.

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 0.904 m

B/6 = 10.000 / 6 = 1.667 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 2.507 m

B/3 = 10.000 / 3 = 3.333 m - O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 1.175 m

L/6 = 10.000 / 6 = 1.667 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 2.398 m

L/3 = 10.000 / 3 = 3.333 m - O.K -

4) 활동에 대한 검토

기초 저면에 작용하는 수평하중에 대해서 저면 지반 안전율은
평상시 1.5 , 지진시 1.2 이상으로 한다.

$Hu = Cb \cdot A' + V \cdot \tan\Phi b$

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력

A' : 유효재하면적

V : 연직하중(부력을 뺀값)

Φb: 기초저면과 지반과의 마찰각

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu = 25252.035 × 0.600 = 15151.221 kN

Hu / H = 15151.2 / 1841.109 = 8.229 > 1.5 - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu = 27762.015 × 0.600 = 16657.209 kN

Hu / H = 16657.2 / 3916.04 = 4.254 > 1.2 - O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu = 30271.99 × 0.600 = 18163.197 kN

Hu / H = 18163.2 / 2294.11 = 7.917 > 1.5 - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu = 27762.01 × 0.600 = 16657.209 kN

Hu / H = 16657.2 / 4530.07 = 3.677 > 1.2 - O.K -

9. 기초의 계수하중 산정

9.1 계수하중산정

1) 상부 반력 집계표

가) 교축직각방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 13	851.386	31223.884	15453.926	
적 용	comb 13	851.386	31223.884	15453.926	
평상시 최대모멘트	comb 19	787.3	22685.995	21202.062	
적 용	comb 19	787.3	22685.995	21202.062	
지진시	comb 26	3916.040	16390.571	59785.672	1.0

나) 교축방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 13	0.000	31223.884	758.326	
적 용	comb 13	0.000	31223.884	758.326	
평상시 최대모멘트	comb 18	3178.33	26626.626	41423.785	
적 용	comb 18	3178.33	26626.626	41423.785	
지진시	comb 25	4530.070	16390.571	55262.349	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우 , 평상시)

∑= 11366.579 × 1.6 = 18186.526 kN

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우 , 평상시)

∑= 11366.579 × 1.35 = 15344.881 kN

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우 , 지진시)

∑= 11366.579 × 1.0 = 11366.579 kN

∑= 6125.000 × 0.154 = 943.250 kN

가) 교축직각방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	851.386	49410.410	17582.391	0.356	
평상시 최대모멘트	787.300	38030.876	23170.312	0.609	
지진시	4859.290	27757.150	71933.897	2.592	

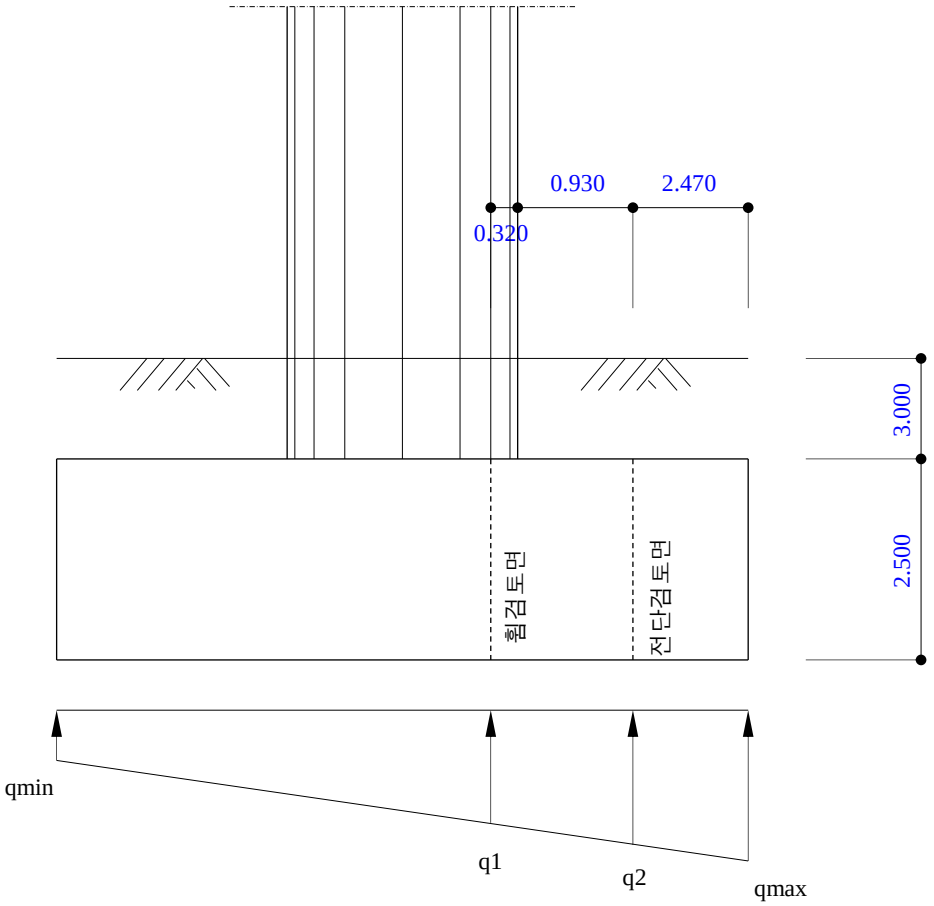
나) 교축방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	0.000	49410.410	758.326	0.015	
평상시 최대모멘트	3178.330	41971.507	49369.610	1.176	
지진시	5473.320	27757.150	68945.649	2.484	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 30271.995 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.568) / 10.000 }

qmax = 405.826 kN/m² q1 = 329.115 kN/m²

qmin = 199.614 kN/m² q2 = 354.892 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 25252.035 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.904) / 10.000 }

qmax = 389.512 kN/m² q1 = 287.590 kN/m²

qmin = 115.529 kN/m² q2 = 321.838 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 27762.015 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.507) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 55524.030 / (10.000 × 7.478) = 742.546 kN/m²

qmax = 742.546 kN/m² q1 = 623.628 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 747.757 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 405.826 + 329.115) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

= 2207.264 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(405.826 + 354.892) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 788.199 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 389.512 + 287.590) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

= 2036.238 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(389.512 + 321.838) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 727.230 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 742.546 + 623.628) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

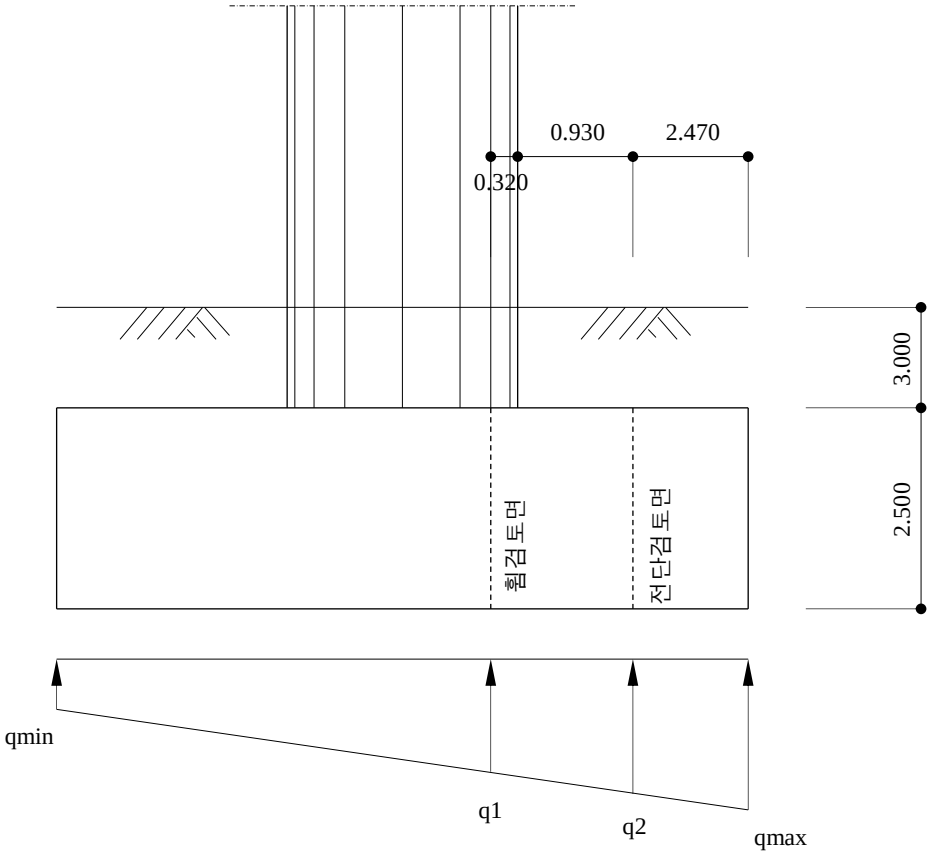
= 4439.750 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(742.546 + 747.757) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 1689.237 kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 49410.410 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.356) / 10.000 }

qmax = 599.598 kN/m² q1 = 521.111 kN/m²

qmin = 388.610 kN/m² q2 = 547.484 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 38030.876 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.609) / 10.000 }

qmax = 519.331 kN/m² q1 = 415.898 kN/m²

qmin = 241.287 kN/m² q2 = 450.654 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 27757.150 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.592) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 55514.300 / (10.000 × 7.225) = 768.325 kN/m²

qmax = 768.325 kN/m² q1 = 372.751 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 505.672 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 599.598 + 521.111) -

1.60 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 3289.636 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(599.598 + 547.484) - 1.60 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 1174.587 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 519.331 + 415.898) -

1.35 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 2782.665 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(519.331 + 450.654) - 1.35 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 993.693 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 768.325 + 372.751) -

1.0 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 3980.041 kN·m

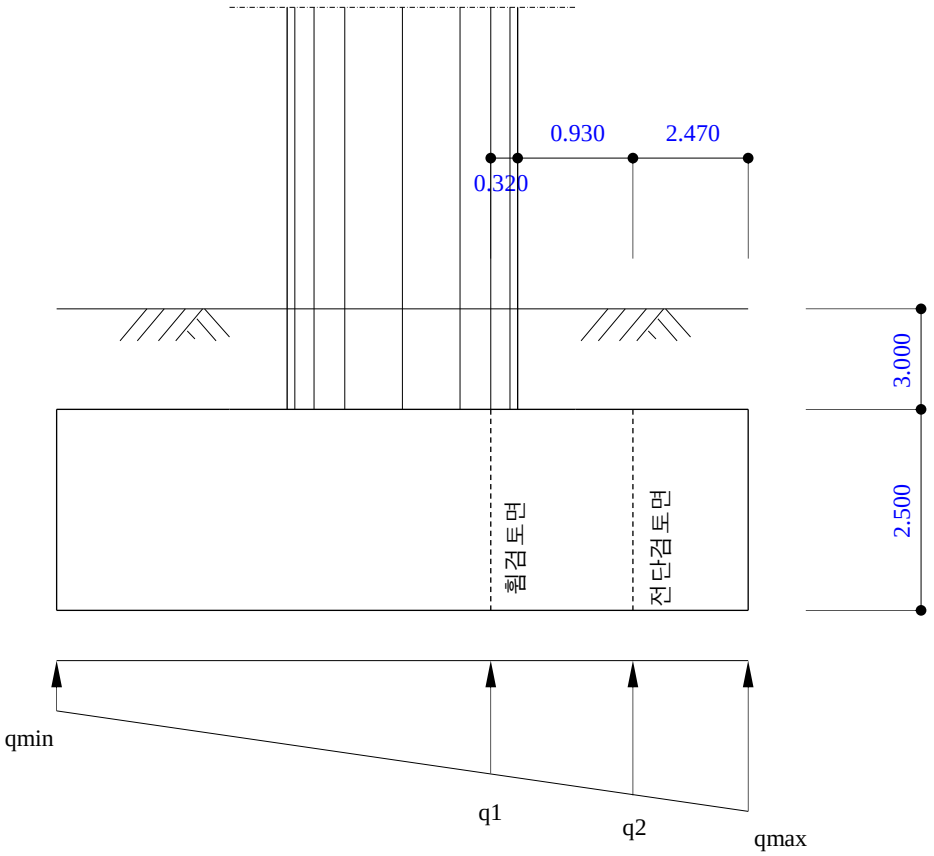
Sd= 2.470 / 2 ×(768.325 + 505.672) - 1.0 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 1422.099 kN·m

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 30271.995 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.175) / 10.000 }

qmax = 516.134 kN/m² q1 = 357.354 kN/m²

qmin = 89.306 kN/m² q2 = 410.708 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 30271.995 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.175) / 10.000 }

qmax = 516.134 kN/m² q1 = 357.354 kN/m²

qmin = 89.306 kN/m² q2 = 410.708 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 27762.015 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.398) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 55524.030 / (10.000 × 7.805) = 711.434 kN/m²

qmax = 711.434 kN/m² q1 = 372.331 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 486.277 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 516.134 + 357.354) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

= 2781.225 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(516.134 + 410.708) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 993.362 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 516.134 + 357.354) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

= 2781.225 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(516.134 + 410.708) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 993.362 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 711.434 + 372.331) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

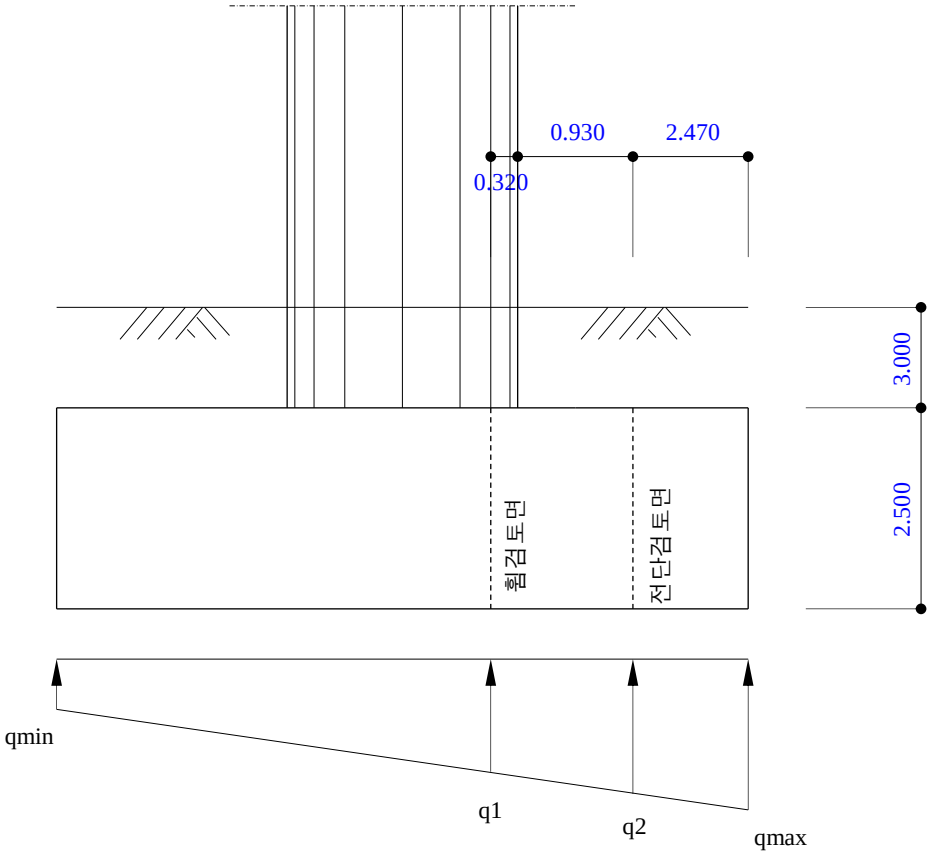
= 3716.647 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(711.434 + 486.277) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 1327.886 kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 49410.410 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.015) / 10.000 }

qmax = 498.654 kN/m² q1 = 495.269 kN/m²

qmin = 489.554 kN/m² q2 = 496.406 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 41971.507 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.176) / 10.000 }

qmax = 715.933 kN/m² q1 = 495.547 kN/m²

qmin = 123.497 kN/m² q2 = 569.601 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 27757.150 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.484) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 55514.300 / (10.000 × 7.548) = 735.451 kN/m²

qmax = 735.451 kN/m² q1 = 373.003 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 494.793 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 498.654 + 495.269) -

1.6 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 2764.398 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(498.654 + 496.406) - 1.6 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 986.840 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 715.933 + 495.547) -

1.35 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 3873.252 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(715.933 + 569.601) - 1.35 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 1383.396 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 735.451 + 373.003) -

1.0 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 3828.981 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(735.451 + 494.793) - 1.0 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 1368.064 kN

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 B = 10.000 m

2) 교축방향 B = 10.000 m

β = 1.000

Asm = 2 / (β + 1) = 1.000 Ass

* 긴변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.4 유효폭을 고려하지 않은 단면력

		교 축 직 각 방 향	교 축 방 향
사용하중	모 멘 트(KN·m)	**2207.264**	**2781.225**
계수하중	전 단 력(KN)	**1422.099**	**1383.396**
	모 멘 트(KN·m)	**3980.041**	**3873.252**

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

.

10.5 유효폭을 고려한 단면력

		교 축 직 각 방 향 kN/m²	교 축 방 향 kN/m²
사용하중	모 멘 트(KN·m)	**2207.264**	**2781.225**
계수하중	전 단 력(KN)	**1422.099**	**1383.396**
	모 멘 트(KN·m)	**3980.041**	**3873.252**

10.6 기초 단면 검토

1) 교축직각방향

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.90 Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2500.00	2356.69	143.31	3980.041	1422.099	2207.264

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 7150.400 mm^2 [사용률 1.500]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 112.163 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.04970 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.90 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 4766.806 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 94324.63 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 8248.42 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 6355.74 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 114.041 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 5919.681 kN · mm

ΦMn > Mu (= 3980.041 kN · m) [사용률 = 1.487] ∴ **O.K!!**

<3차현장자문회의 결과 반영>

나) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

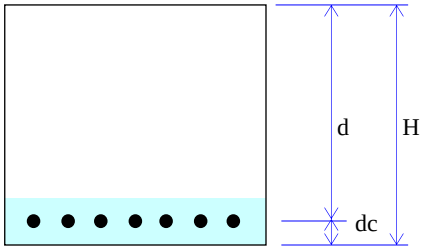
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2356.69 / 1000

= 1828.65 kN

ΦVc= 1828.65 > Vu = 1422.099 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	2356.69	mm,	dc =	143.31	mm ,
Mo =	2207.264	kN· m,	As =	7150.400	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √ (1 + (2 · b · d/n · As)) = 438.233 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 139.640 Mpa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 142.793 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.500 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 332.748 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 333 mm **O.K!!**

2) 교축방향

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.90 Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2500.00	2356.69	143.31	3873.252	1383.396	2781.225

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2	,	d1 =	100 mm
Use As (2단)	:	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm^2	,	d2 =	200 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2	,	d2 =	0 mm

→ Use As (total) = 7150.400 mm^2 [사용률 1.542]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 112.163 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.04970 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.90 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 4636.869 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 94324.63 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 8248.42 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 6182.49 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 114.041 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 5919.681 kN · mm

ΦMn > Mu (= 3873.252 kN · m) [사용률 = 1.528] ∴ **O.K!!**

나) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

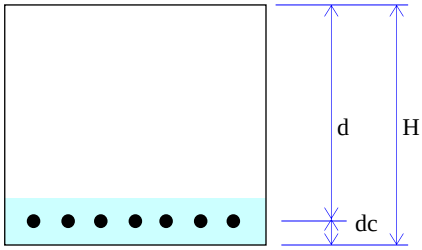
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2356.69 / 1000

= 1828.65 kN

ΦVc= 1828.65 > Vu = 1383.396 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	2356.69	mm,	dc =	143.31	mm ,
Mo =	2781.225	kN· m,	As =	7150.400	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √ (1 + (2 · b · d/n · As)) = 438.233 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 175.952 Mpa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 170.752 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.500 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 242.445 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 242 mm **O.K!!**

10.7 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 기둥검토

가) 최대반력 산정

▣ 최대 연직하중(V_u) : 31223.884 kN

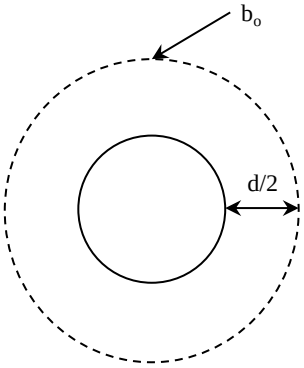
▣ 펀치 전단 검토위치 : 기둥전면 d/2

▣ 위험단면 길이(b_o)

b_o = $2 \times \pi \times (r + d/2)$

= $2\pi \times ($ 1.600 + 1.178 $)$

= 17.457 m



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

▣ β_c = 1.000 (짧은변에 대한 긴 변의 비) , a_s = 40

▣ 공칭전단강도 V_c

V_{c1} = $1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= $1/6 \times ($ 1 + 2 $) \times$ 5477.226 × 17.457 × 2.357

= 112668.584 kN

V_{c2} = $1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= $1/6 \times ($ 1 + 2.700 $) \times$ 5477.226 × 17.457 × 2.357

= 138957.920 kN

V_{c3} = $1/3 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= 1/3 × 5477.226 × 17.457 × 2.357

= 75112.389 kN

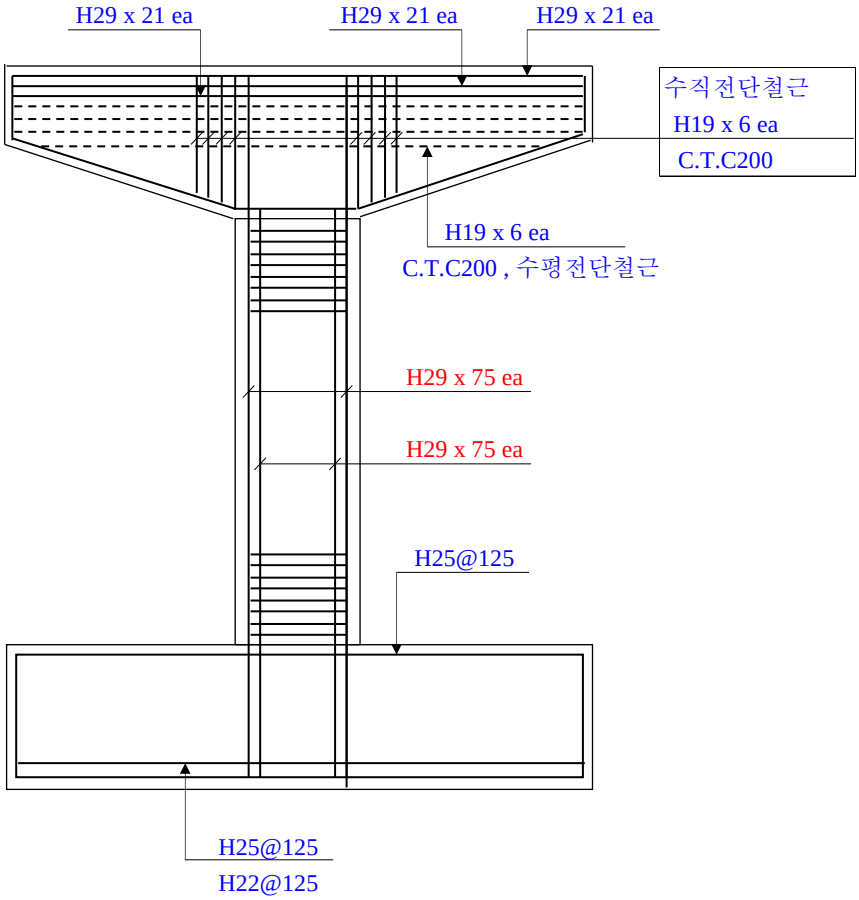
☞ Min (V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 75112.389 kN

∴ ΦV_c = 0.85 × 75112.389

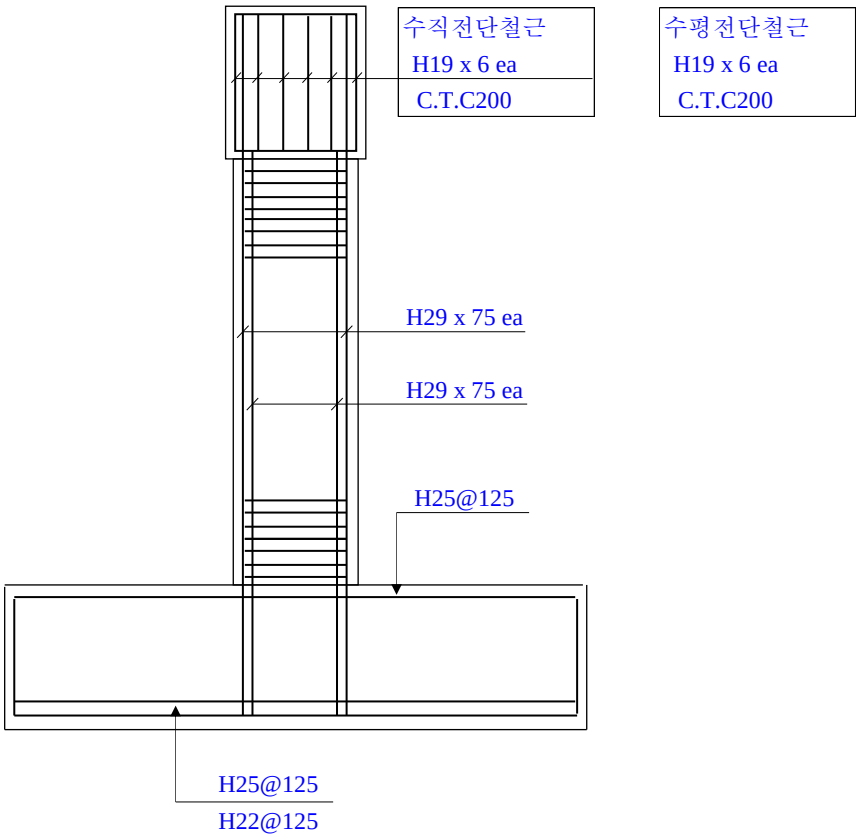
= 63845.531 kN ≥ V_u = 31223.884 kN ---- **O.K**

11. 주철근 조립도 P1

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 5170.72 kN

R_{d1} = 983.28 kN

- 활하중

R_L = 987.51 kN

- 원심하중

H_{Cf} = 222.33 / 5 = 44.467 kN

P_{Cf} = 125.62 kN

- 차량횡하중

H_N = 0.00 / 5 = 0.000 kN

P_N = 0.00 kN

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

H_w = 1.500 × 7.400 × 24.970 / 2 / 5 shoe = 27.717 kN

P_w = 63.679 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 271.270 kN R_{EQ} = 237.815 kN

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 5170.72 kN

R_{d1} = 983.280 kN

- 활하중

R_L = 987.51 kN

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

H_A = 663.03 / 5 shoe = 132.606 kN

- 장대레일종하중

H_R = 149.82 / 5 shoe = 29.964 kN

- 온도하중

Ts = 775.61 / 5 shoe = 155.12 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 968.292 kN

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

연직하중	983.28	+	987.51	=	1970.785	kN
교축방향하중				=	155.122	kN
교축직각방향하중				=	0.000	kN
허용응력 할증계수				=	1.00	
할증적용 연직하중	1970.79	/	1.00	=	1970.785	kN
할증적용 교축하중	155.12	/	1.00	=	155.122	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00	=	0.000	kN

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	983.28	+	987.51	+	125.62	=	2096.403	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	44.467	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2096.40	/	1.00			=	2096.403	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	44.47	/	1.00			=	44.467	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	983.28	+	987.51			=	1970.785	kN
교축방향하중						=	29.964	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1970.79	/	1.00			=	1970.785	kN
할증적용 교축하중	29.96	/	1.00			=	29.964	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	983.280	kN
교축방향하중						=	29.964	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	983.28	/	1.00			=	983.280	kN
할증적용 교축하중	29.96	/	1.00			=	29.964	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	983.28	+	987.51			=	1970.785	kN
교축방향하중	132.61	+	29.96			=	162.570	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1970.79	/	1.15			=	1713.726	kN
할증적용 교축하중	162.57	/	1.15			=	141.365	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	983.28	+	987.51	+	125.62			
		+	0.00	+	63.68	=	2160.082	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	44.47	+	0.00	+	27.72	=	72.183	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	2160.08	/	1.25			=	1728.066	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	72.18	/	1.25			=	57.747	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

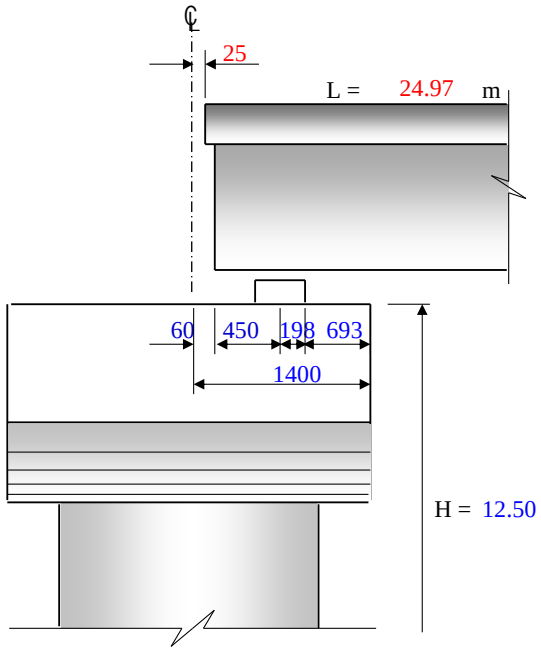
연직하중	983.28	+	987.51	+	237.82	=	2208.600	kN
교축방향하중						=	968.292	kN
교축직각방향하중						=	271.270	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2208.60	/	1.60			=	1380.375	kN
할증적용 교축하중	968.29	/	1.60			=	605.183	kN
할증적용 교직하중	271.27	/	1.60			=	169.544	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2500 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2160.082	72.183	271.270
교축방향		162.570	968.292

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 395 × 551 mm
- 높 이 : 192 mm



4) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

= 692.500 > 250.00

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P8-108]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

Φ = 0 ° N = 304.97

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 450 mm

S_2 = 395 / 2 = 197.5 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 325 mm

$S_1 + S_2 + S_3$ = 450 + 197.5 + 325 = 972.5 mm

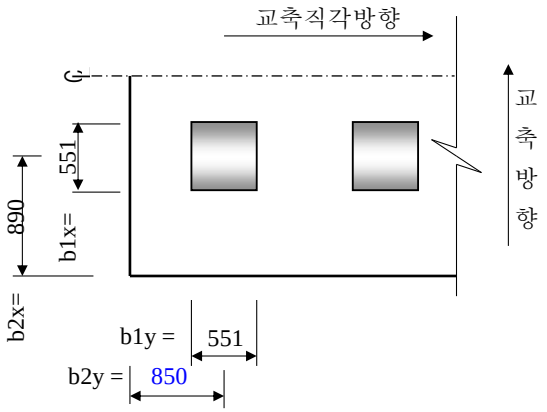
∴ Max (N, ∑S) = 972.5 mm < 1340.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 : 2096.40 kN
- 수평하중 상시
- 교 축 방 향 : 155.12 kN
- 교축직각방향 : 57.75 kN

- 연직하중 지진시 : 1380.38 kN
- 수평하중 지진시
- 교 축 방 향 : 605.18 kN
- 교축직각방향 : 169.54 kN

7) 연직하중에대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 890 = 1780.0 < 5 × b1x = 2755.0 mm

bcy = 2 × b2y = 2 × 850 = 1700.0 < 5 × b1y = 2755.0 mm

A_{sx1} = ¼×(1 - b1x/bcx) ×P/fsa

$A_{sx1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 551 / 1780) × 2096403 / 180

= 2010.36 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 551 / 1780) × 1380375 / 180

= 1323.72 mm^2 (지진시)

A_{sy1} = ¼×(1 - b1y/bcy) ×P/fsa

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 551 / 1700) × 2096403 / 180

= 1967.95 mm^2 (상시)

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 551 / 1700) × 1380375 / 180

= 1295.79 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에대한 보강

A_{sx2} = Hx / fsa

$A_{sx2(상시)}$ = 155122 / 180 = 861.79 mm^2 (상시)

$A_{sx2(지진)}$ = 605183 / 180 = 3362.13 mm^2 (지진시)

A_{sy2} = Hy / fsa

$A_{sy2(상시)}$ = 57747 / 180 = 320.81 mm^2 (상시)

$A_{sy2(지진)}$ = 169544 / 180 = 941.91 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1441.0 mm

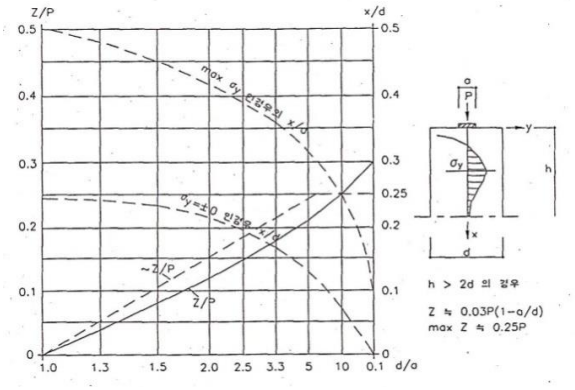
(인근슈와 코핑의 크기를 고려)

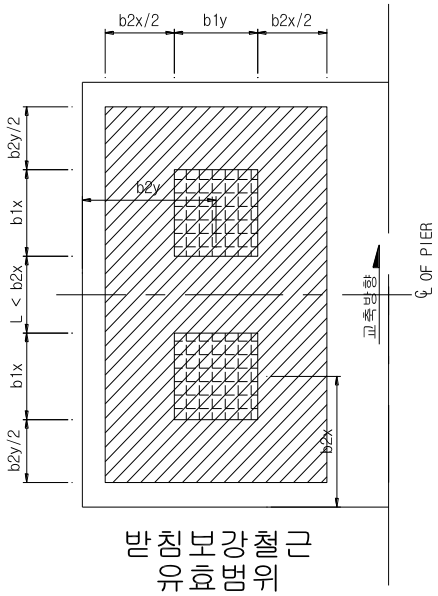
B_{x2} = 720.5 + 510.0 = 1230.5 mm

B_{xuse} = 125 × 9 = 1125.0 mm

B_{y1} = b1x + b2y = 1401.0 mm

B_{yuse} = 125 × 11 = 1375.0 mm





받침보강철근 유효범위

<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max σy 와 σy = 0 의 위치.

구 분	d / a	x / d	x
교축직각방향	1401.0 / 551.0 = 2.543	0.39	546
교 축 방 향	1441.0 / 551.0 = 2.615	0.38	548

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 2010.36 + 861.79 = 2872.15 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 1323.72 + 3362.13 = 4685.85 mm^2 (지진시)

Use Asx = H19 - 10 EA × 2 단 = 5730 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

A_{sy} = Asy1 + Asy2 =

$A_{sy(상시)}$ = 1967.95 + 320.81 = 2288.76 mm^2 (상시)

$A_{sy(지진)}$ = 1295.79 + 941.91 = 2237.70 mm^2 (지진시)

Use Asy = H16 - 11 EA × 2 단 = 4369 mm^2 **- O.K -**

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{605183}{180} = 3362.13 \ mm^2$$

Use Asx = H16 - 11 EA × 2 EA = 4369 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{169544}{180} = 941.91 \ mm^2$$

Use Asy = H16 - 11 EA × 2 EA = 4369 mm^2 **- O.K -**

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{Hs}{Ar}$$

Hs: 수평력(N)

Ar: 전단 파괴 면적 (mm^2)

V : 전단응력 [0.7 Mpa]

- 교축방향

Ar= √2 x (2x + 2a + b)

= √2 ×890× (2 ×890 + 2 × 50 + 551) = 3059778 mm^2

$$V = \frac{605183}{3059778} = 0.198 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

Ar= √2 y (2y + 2a + b)

= √2 ×850× (2 ×850 + 2 × 50 + 551) = 2826094 mm^2

$$V = \frac{57747}{2826094} = 0.020 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

12.2 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 5170.72 kN

R_{d1} = 983.28 kN

- 활하중

R_L = 987.51 kN

- 원심하중

H_{Cf} = 309.78 / 5 = 61.957 kN

P_{Cf} = 175.03 kN

- 차량횡하중

H_N = 0.00 / 5 = 0.000 kN

P_N = 0.00 kN

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

H_w = 1.500 × 7.400 × 24.970 / 2 / 5 shoe = 27.717 kN

P_w = 63.679 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 441.050 kN R_{EQ} = 386.249 kN

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 5170.72 kN

R_{d1} = 983.280 kN

- 활하중

R_L = 987.51 kN

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

H_A = 663.030 / 5 shoe = 132.606 kN

- 장대레일종하중

H_R = 149.82 / 5 shoe = 29.964 kN

- 온도하중

Ts = 775.61 / 5 shoe = 155.12 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 0.000 kN

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

연직하중	983.28	+	987.51	=	1970.785	kN
교축방향하중				=	155.122	kN
교축직각방향하중				=	0.000	kN
허용응력 할증계수				=	1.00	
할증적용 연직하중	1970.79	/	1.00	=	1970.785	kN
할증적용 교축하중	155.12	/	1.00	=	155.122	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00	=	0.000	kN

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	983.28	+	987.51	+	175.03	=	2145.812	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	61.957	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2145.81	/	1.00			=	2145.812	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	61.96	/	1.00			=	61.957	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	983.28	+	987.51			=	1970.785	kN
교축방향하중						=	29.964	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1970.79	/	1.00			=	1970.785	kN
할증적용 교축하중	29.96	/	1.00			=	29.964	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	983.280	kN
교축방향하중						=	29.964	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	983.28	/	1.00			=	983.280	kN
할증적용 교축하중	29.96	/	1.00			=	29.964	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	983.28	+	987.51			=	1970.785	kN
교축방향하중	132.61	+	29.96			=	162.570	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1970.79	/	1.15			=	1713.726	kN
할증적용 교축하중	162.57	/	1.15			=	141.365	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	983.28	+	987.51	+	175.03			
		+	0.00	+	63.68	=	2209.492	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	61.96	+	0.00	+	27.72	=	89.673	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	2209.49	/	1.25			=	1767.593	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	89.67	/	1.25			=	71.739	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

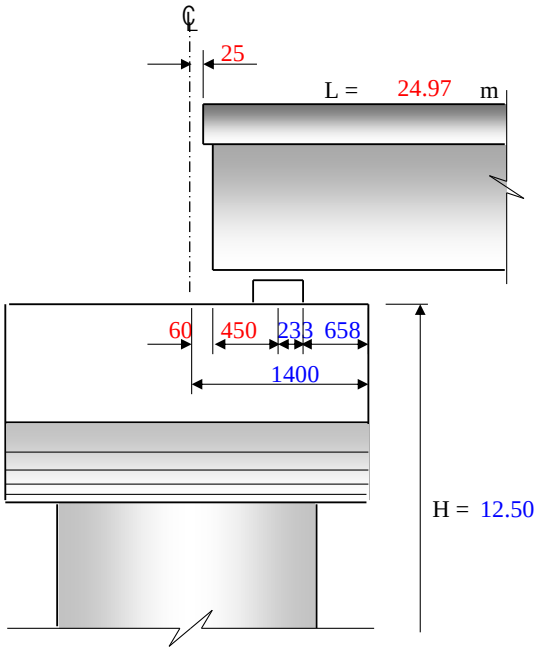
연직하중	983.28	+	987.51	+	386.25	=	2357.034	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	441.050	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2357.03	/	1.60			=	1473.146	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	441.05	/	1.60			=	275.656	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2500 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2209.492	89.673	441.050
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 465 × 535 mm
- 높 이 : 175 mm



4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

a = 250 mm [ℓ > 40m]

= 657.500 > 250.00

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P662]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

Φ = 0 ° N = 304.97

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 450 mm

S_2 = 465 / 2 = 232.5 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 325 mm

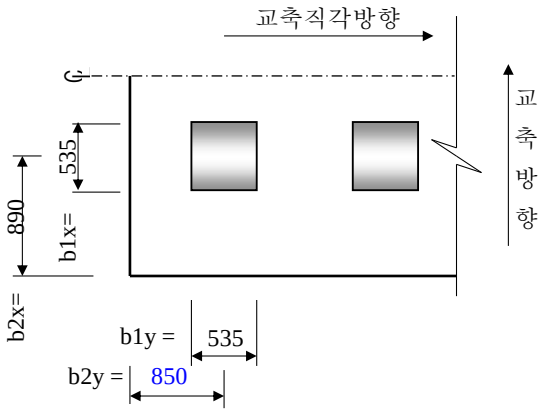
$S_1 + S_2 + S_3$ = 450 + 232.5 + 325 = 1007.5 mm

∴ Max (N, ∑S) = 1007.5 mm < 1340.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	2145.81 kN	- 연직하중 지진시 :	1473.15 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	155.12 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	71.74 kN	- 교축직각방향 :	275.66 kN

7) 연직하중에 대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 890 = 1780.0 < 5 × b1x = 2675.0 mm

bcy = 2 × b2y = 2 × 850 = 1700.0 < 5 × b1y = 2675.0 mm

A_{sx1} = ¼×(1 - b1x/bcx) ×P/fsa

$A_{sx1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 535 / 1780) × 2145812 / 180

= 2084.53 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 535 / 1780) × 1473146 / 180

= 1431.08 mm^2 (지진시)

A_{sy1} = ¼×(1 - b1y/bcy) ×P/fsa

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 535 / 1700) × 2145812 / 180

= 2042.38 mm^2 (상시)

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 535 / 1700) × 1473146 / 180

= 1402.14 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에 대한 보강

A_{sx2} = Hx / fsa

$A_{sx2(상시)}$ = 155122 / 180 = 861.79 mm^2 (상시)

$A_{sx2(지진)}$ = 0 / 180 = 0.00 mm^2 (지진시)

A_{sy2} = Hy / fsa

$A_{sy2(상시)}$ = 71739 / 180 = 398.55 mm^2 (상시)

$A_{sy2(지진)}$ = 275656 / 180 = 1531.42 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1425.0 mm

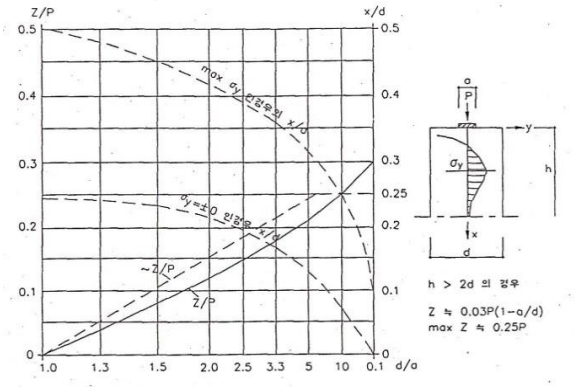
(인근슈와 코핑의 크기를 고려)

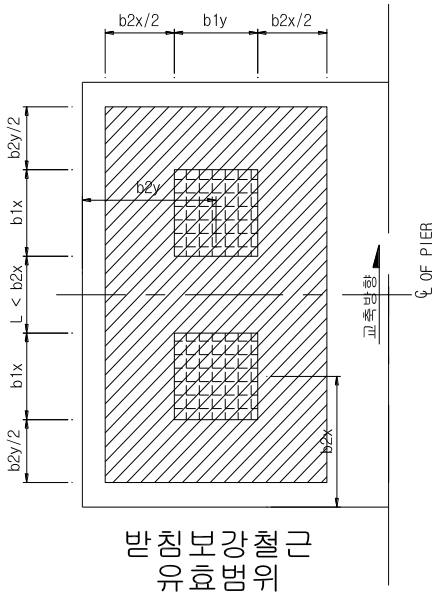
B_{x2} = 712.5 + 510.0 = 1222.5 mm

B_{xuse} = 125 × 9 = 1125.0 mm

B_{y1} = b1x + b2y = 1385.0 mm

B_{yuse} = 125 × 11 = 1375.0 mm





받침보강철근 유효범위

<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max σy 와 σy = 0 의 위치.

구 분	d / a	x / d	x
교축직각방향	1385.0 / 535.0 = 2.589	0.39	540.15
교 축 방 향	1425.0 / 535.0 = 2.664	0.38	541.5

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 2084.53 + 861.79 = 2946.32 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 1431.08 + 0.00 = 1431.08 mm^2 (지진시)

Use Asx = H16 - 10 EA × 2 단 = 3972 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

A_{sy} = Asy1 + Asy2 =

$A_{sy(상시)}$ = 2042.38 + 398.55 = 2440.93 mm^2 (상시)

$A_{sy(지진)}$ = 1402.14 + 1531.42 = 2933.56 mm^2 (지진시)

Use Asy = H16 - 11 EA × 2 단 = 4369 mm^2 **- O.K -**

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{155122}{180} = 861.79 \ mm^2$$

Use Asx = H16 - 11 EA × 2 EA = 4369 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{275656}{180} = 1531.42 \ mm^2$$

Use Asy = H16 - 11 EA × 2 EA = 4369 mm^2 **- O.K -**

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{Hs}{Ar}$$

Hs: 수평력(N)

Ar: 전단 파괴 면적 (mm^2)

V : 전단응력 [0.7 Mpa]

- 교축방향

Ar= √2 x (2x + 2a + b)

= √2 ×890× (2 ×890 + 2 × 50 + 535) = 3039640 mm^2

$$V = \frac{155122}{3039640} = 0.051 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

Ar= √2 y (2y + 2a + b)

= √2 ×850× (2 ×850 + 2 × 50 + 535) = 2806860 mm^2

$$V = \frac{275656}{2806860} = 0.098 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

2.3.2 P2

1. 설 계 조 건

1.1 형식

1) 상부형식 ; **PSC BEAM** + **PSC BEAM**

평면선형 R = 2,400 설계지간 L = **24.000** m

평면선형 R = 2,400 설계지간 L = **24.000** m

2) 교각형식 ; T 형교각 (H = **15.000** M)

3) 기초형식 ; **직접기초** **(L= 0.000 m)**

1.2 설계하중

1) 고정하중

철근콘크리트 단위중량 : **24.5** kN/m³

2) 활 하 중 : **KRL2012** (복 선)

충격계수 i (%) ; PSC BEAM (시점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **0.126**

PSC BEAM (종점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **0.126**

3) 풍 하 중

교량상에 열차가 있을때 W = **1.5** kN/㎡

교량상에 열차가 없을때 W = **3.0** kN/㎡

원형 또는 이에 준하는 단면을 갖는 부재에 고려할 풍하중은 위에 규정한 값의 **0.6** 배로 한다.

4) 종 하 중 (충격은 고려하지 않음)

① KL2012

제동하중 : 20kN/m × L(m) ≤ 6000kN

시동하중 : 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN

②장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - fo = ± 3 L

레일 신축이음장치가 있는 경우 - fo = ± 500

5) 원 심 하 중

충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 궤도면상 1.8m 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.

6) 차 량 횡 하 중

레일윗면에 교축직각방향으로 **0** kN 으로 정한다.

자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.

7) 지진하중

가속도계수 Kh = **0.154** (구역계수 0.11 × 위험도계수 1.4)

지반 계수 S = **1.2**

1.3 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 fck = **30** Mpa

나) 탄성계수 Ec = **8,500** $\sqrt[3]{fcu}$ (fcu=fck+4)

= **27500** MPa

2) 철근 SD40

가) 항복응력 : fy = **400** Mpa

나) 탄성계수 : Es = **200000** MPa

1.4 흙의 성질

1) 흙의 단위중량 (γt) = **19.0** kN/㎥

2) 흙의 포화단위중량 (γsat) = **20.0** kN/㎥

3) 흙의 수중단위중량 (γsub) = **10.0** kN/㎥

4) 기초저면의 N치 = **50**

5) 기초저면의 내부마찰각 Φ = 31.00 ° (지반조사 보고서 참조)

6) 최대지반반력 상시 = 700

지진시 = 1050 (1.5배)

7) 기초의 각종 계수들

허용지지력에 대한 검토	전도에 대한 검토	활동에 대한 검토
평상시 = Qu/ 3	평상시 = B / 6	평상시 = 1.5
지진시 = Qu/ 2	지진시 = B / 3	지진시 = 1.2

Φb = 2/3 × 31.00 = 20.667 tanΦb = 0.377	흙과 콘크리트
tanΦb = 0.600	암과 콘크리트

1.5 참고문헌

▣ 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)

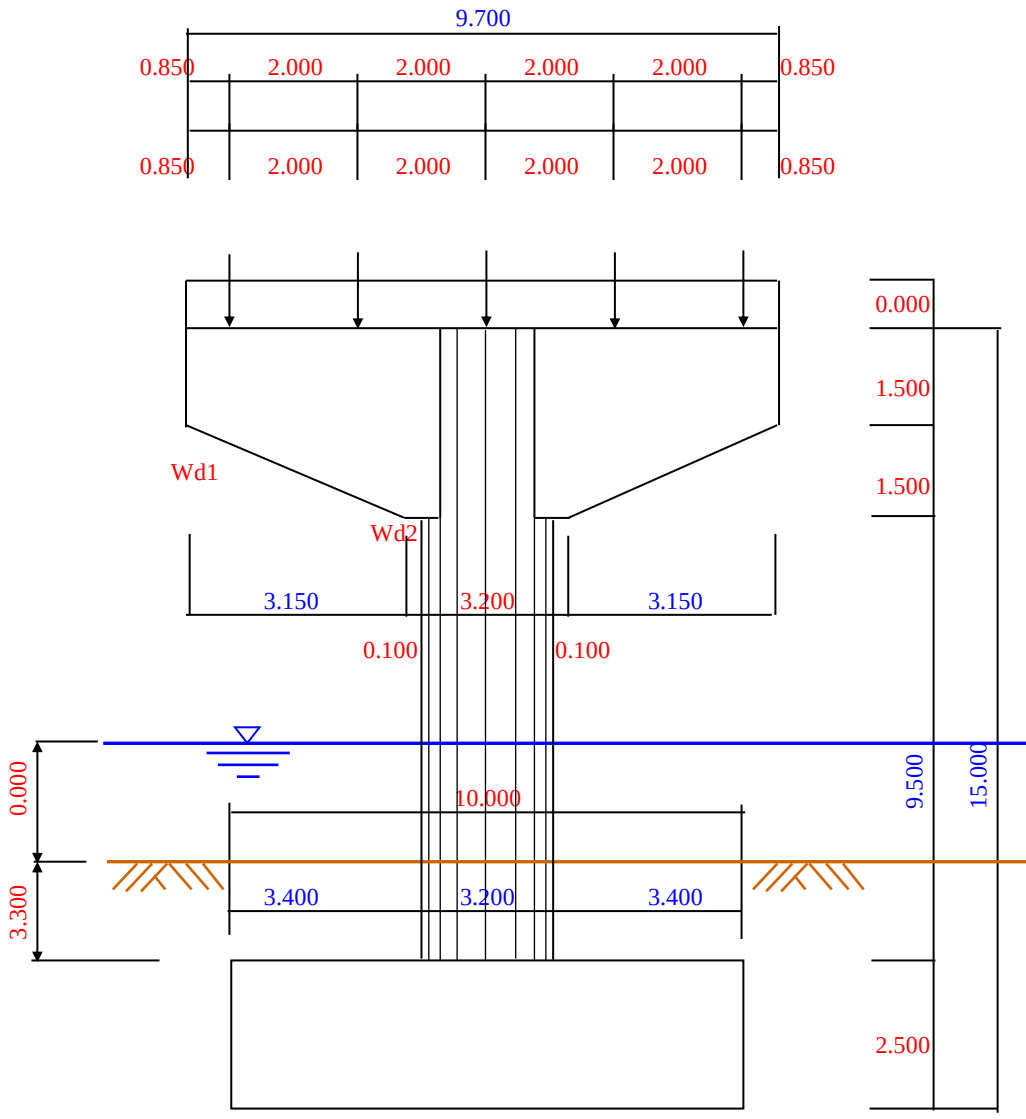
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단,2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

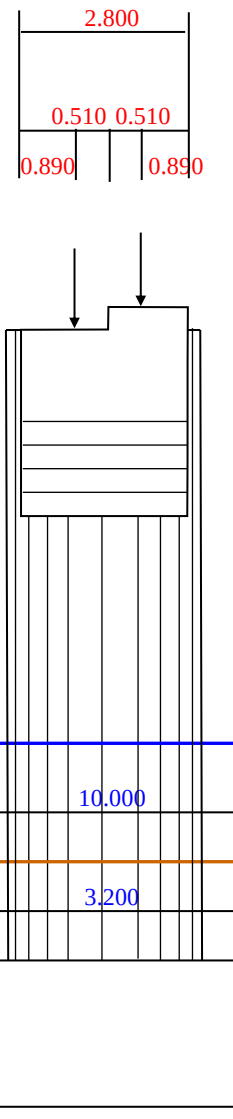
2. 단 면 가 정 P2

1.1 교각 단면 제원

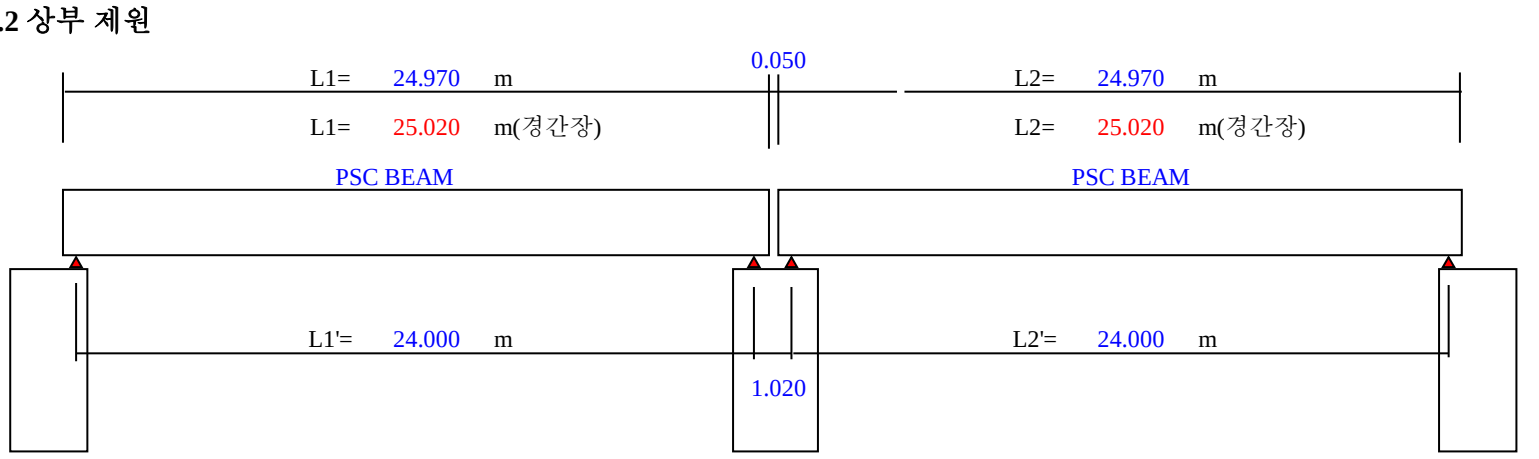
1) 교축직각방향



2) 교축 방향

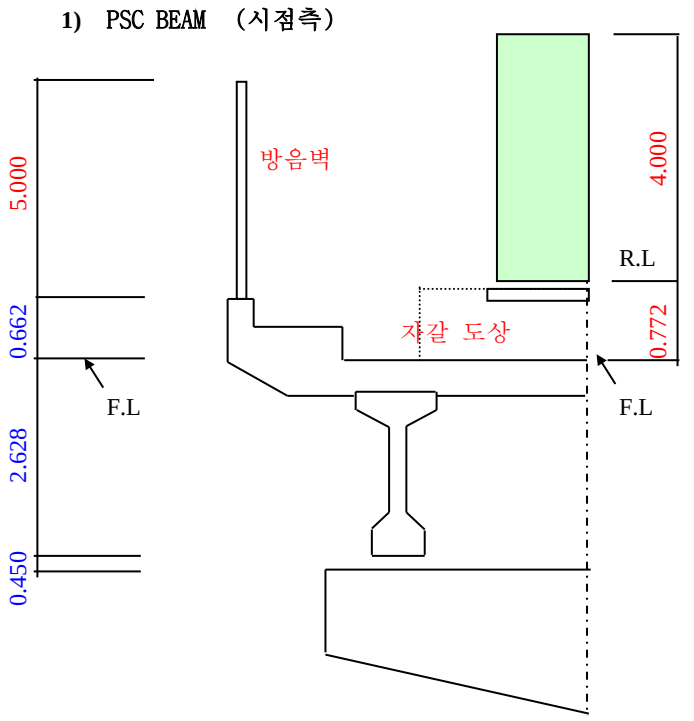


1.2 상부 제원



1.3 하중작용 위치산정

1) PSC BEAM (시점측)



▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용
= 5.650 M

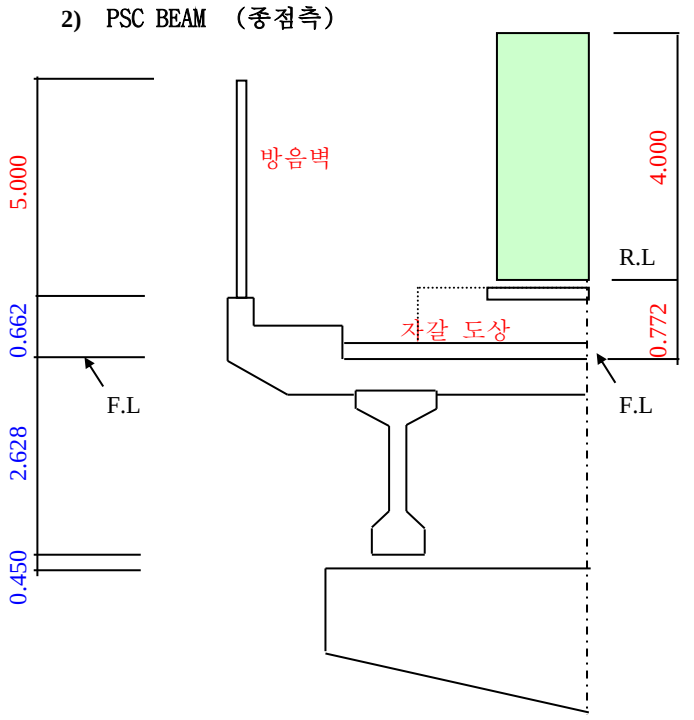
▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)
= 3.850 M

▶ 풍하중(열차비재하) = 4.595 M

풍하중(열차재하) = 4.595 M

▶ 지진하중(고정하중) = 1.764 M

2) PSC BEAM (종점측)



▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

= 5.650 M

▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.850 M

▶ 풍하중(열차비재하) = 4.595 M

풍하중(열차재하) = 4.595 M

▶ 지진하중(고정하중) = 1.764 M

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5		∑
고정하중 반력(KN)	PSC BEAM	**1112.71**	**983.28**	**978.75**	**983.28**	**1112.71**		5170.72
	PSC BEAM	**1112.71**	**983.28**	**978.75**	**983.28**	**1112.71**		5170.72
계		2225.41	1966.56	1957.50	1966.56	2225.41		10341.44

▣ 교각자중

- COPING ;

Wd1 = 1.500 x 2.800 x 24.500 = 102.900 kN/m

Wd2 = 3.000 x 2.800 x 24.500 = 205.800 kN/m

- 기 둥 ; Pc = π / 4 x 3.200^2 x 24.500 x 9.500 = 1871.887 kN

- 기 초 ; Wf1 = 2.500 x 10.000 x 24.500 = 612.500 kN/m

2) 활 하 중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- PSC BEAM(25.02m)

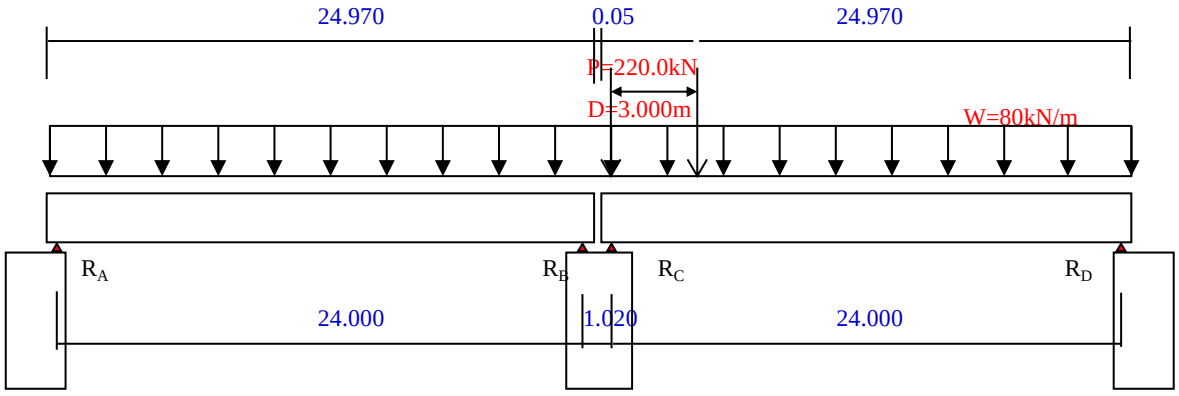
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		∑
활 하 중 (복선)	0.142	0.273	0.170	0.273	0.142		1.00
활 하 중 (단선)	0.283	0.469	0.170	0.078	0.000		1.00
보도 하중 (복선)	0.353	0.106	0.083	0.106	0.352		1.00
보도 하중 (단선)	0.861	0.204	0.083	0.008	-0.156		1.00

- PSC BEAM(25.02m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5		∑
활 하 중 (복선)	0.142	0.273	0.170	0.273	0.142		1.00
활 하 중 (단선)	0.283	0.469	0.170	0.078	0.000		1.00
보도 하중 (복선)	0.353	0.106	0.083	0.106	0.352		1.00
보도 하중 (단선)	0.861	0.204	0.083	0.008	-0.156		1.00

▣ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



R_A = 998.800 KN , R_C = 1411.300 KN

R_B = 998.800 KN , R_D = 1026.300 KN

② 보도군집하중 재하시

보도폭 : b = 0.80 m

군집하중 : W_m = 5.00 KN/m^2

W_b = 0.80 × 5.00 × 24.97 × 1/2 = 49.940 KN

W_c = 0.80 × 5.00 × 24.97 × 1/2 = 49.940 KN

▣ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	318.92	555.93	347.88	555.93	318.82		2097.48
R_{LC}	436.07	781.16	488.13	781.16	435.97		2922.48
$\sum R_L$	754.98	1337.09	836.01	1337.09	754.78		5019.96

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	325.66	478.62	173.94	78.31	-7.79		1048.74
R_{LC}	442.40	672.09	244.07	110.48	-7.79		1461.24
$\sum R_L$	768.05	1150.71	418.01	188.79	-15.58		2509.98

▣ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	354.79	624.89	390.82	624.89	354.69		2350.08
R_{LC}	486.75	878.60	548.81	878.60	486.65		3279.40
$\sum R_L$	841.53	1503.49	939.63	1503.49	841.33		5629.47

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	361.40	537.86	195.41	88.16	-7.79		1175.04
R_{LC}	492.90	755.78	274.40	124.40	-7.79		1639.70
$\sum R_L$	854.30	1293.64	469.82	212.56	-15.58		2814.74

3) 차량 횡하중

- 연행집중하중으로 레일면 높이에서 교축에 직각이고 수평으로 100kN이 작용하는 것으로 한다.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.
- 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.

∑ PLf = 0.000 kN

MLfb = 0.000 × 3.85 = 0.000 kN·m

MLfc = 0.000 × 3.85 = 0.000 kN·m

∑ MLf = 0.000 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- PSC BEAM

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

구 분	MLf	$\sum Xi^2$	Xi	Pic(tf)	비 고
G1	0.000	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	0.000	↓
G5			-4.000	0.000	↓

- PSC BEAM

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

구 분	MLf	$\sum Xi^2$	Xi	Pib(tf)	비 고
G1	0.000	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	0.000	↓
G5			-4.000	0.000	↓

4) 원 심 하 중

▣ 원심하중 계수 산정

곡선반경 : R = 2,400 L = 24.000 , 24.000 V = 250 km/hr

$$\alpha\ (\max) = \frac{V^2 f}{127\ R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times 2400} = 0.106 \quad \text{..... b 지점}$$

$$\alpha\ (\max) = \frac{V^2 f}{127\ R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times 2{,}400} = 0.106 \quad \text{..... c 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) = 0.516 \quad \text{..... b 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) = 0.516 \quad \text{..... c 지점}$$

가) 복선

교각반력 (PL) : 지점b 2097.48 kN , 지점c 2922.48 kN

Pcb	=	2097.48	×	0.106	=	222.333	kN
Pcc	=	2922.48	×	0.106	=	309.783	kN
∑ Pc					=	532.116	kN
Mcb	=	222.333	×	5.65	=	1256.181	kN·m
Mcc	=	309.783	×	5.65	=	1750.274	kN·m
∑ Mc					=	3006.455	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 4.000² + 2.000² + 0.000² + -2.000² + -4.000²

= 40.000 m²

Rpb1	=	1256.181	×	4.000	/	40.000	=	125.618 kN
Rpb2	=	1256.181	×	2.000	/	40.000	=	62.809 kN
Rpb3	=	1256.181	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpb4	=	1256.181	×	-2.000	/	40.000	=	-62.809 kN
Rpb5	=	1256.181	×	-4.000	/	40.000	=	-125.618 kN

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rpc1	=	1750.274	×	4.000	/	40.000	=	175.027 kN
Rpc2	=	1750.274	×	2.000	/	40.000	=	87.514 kN
Rpc3	=	1750.274	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc4	=	1750.274	×	-2.000	/	40.000	=	-87.514 kN
Rpc5	=	1750.274	×	-4.000	/	40.000	=	-175.027 kN

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1048.74 kN , 지점c 1461.24 kN

Pcb	=	1048.74	×	0.106	=	111.166 kN
Pcc	=	1461.24	×	0.106	=	154.891 kN
∑ Pc					=	266.057 kN
Mcb	=	111.166	×	5.65	=	628.088 kN·m
Mcc	=	154.891	×	5.65	=	875.134 kN·m
∑ Mc					=	1503.222 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rpb1	=	628.088	×	4.000	/	40.000	=	62.809 kN
Rpb2	=	628.088	×	2.000	/	40.000	=	31.404 kN
Rpb3	=	628.088	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpb4	=	628.088	×	-2.000	/	40.000	=	-31.404 kN
Rpb5	=	628.088	×	-4.000	/	40.000	=	-62.809 kN

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rpc1	=	875.134	×	4.000	/	40.000	=	87.513 kN
Rpc2	=	875.134	×	2.000	/	40.000	=	43.757 kN
Rpc3	=	875.134	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc4	=	875.134	×	-2.000	/	40.000	=	-43.757 kN
Rpc5	=	875.134	×	-4.000	/	40.000	=	-87.513 kN

5) 풍 하 중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING	Wn1	=	3.000	×	3.000	×	2.800		=	25.200	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	3.200	×	0.6		=	5.760	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	8.290	×	12.485		=	310.502	kN
	Wn3c	=	3.000	×	8.290	×	12.485		=	310.502	kN
	Mn3b	=	310.502	×	4.595				=	1426.757	kN·m
	Mn3c	=	310.502	×	4.595				=	1426.757	kN·m
	∑	Mn3							=	2853.514	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rni = Mn3 × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rnb1	=	1426.757	×	4.000	/	40.000	=	142.676 kN
Rnb2	=	1426.757	×	2.000	/	40.000	=	71.338 kN
Rnb3	=	1426.757	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rnb4	=	1426.757	×	-2.000	/	40.000	=	-71.338 kN
Rnb5	=	1426.757	×	-4.000	/	40.000	=	-142.676 kN

- PSC BEAM

Rni = Mn3 × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rnc1	=	1426.76	×	4.000	/	40.000	=	142.676 kN
Rnc2	=	1426.76	×	2.000	/	40.000	=	71.338 kN
Rnc3	=	1426.76	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rnc4	=	1426.76	×	-2.000	/	40.000	=	-71.338 kN
Rnc5	=	1426.76	×	-4.000	/	40.000	=	-142.676 kN

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1	=	1.500	×	3.000	×	2.800		=	12.600	kN
기둥	Wt2	=	1.500	×	3.200	×	0.6		=	2.880	kN/m
상부구조	Wn3b	=	1.500	×	7.400	×	12.485		=	138.584	kN
	Wn3c	=	1.500	×	7.400	×	12.485		=	138.584	kN
	Mn3b	=	138.584	×	4.595				=	636.793	kN·m
	Mn3c	=	138.584	×	4.595				=	636.793	kN·m
	∑	Mn3							=	1273.586	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rnb1	=	636.793	×	4.000	/	40.000	=	63.679 kN
Rnb2	=	636.793	×	2.000	/	40.000	=	31.840 kN
Rnb3	=	636.793	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rnb3	=	636.793	×	-2.000	/	40.000	=	-31.840 kN
Rnb3	=	636.793	×	-4.000	/	40.000	=	-63.679 kN

- PSC BEAM

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rnc1	=	636.793	×	4.000	/	40.000	=	63.679 kN
Rnc2	=	636.793	×	2.000	/	40.000	=	31.840 kN
Rnc3	=	636.793	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rnc4	=	636.793	×	-2.000	/	40.000	=	-31.840 kN
Rnc5	=	636.793	×	-4.000	/	40.000	=	-63.679 kN

6) 유 수 압 (P = K × V² × A)

K = 0.4 (원형) : 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

V = Q / A = 1400.00 / 720

= 1.944 m/sec

A = 0.000 m^2 : 교각의 연직투영면적

P = 0.4 × 1.944 ² × 0.000 = 0 kN

H = 0.6 × 수심 = 0.6 × 0.000 = 0 m

7) 충 돌 하 중

▣ 유목에 의한 충돌하중 (P = 0.1 × W × V)

W = 100 kN : 유송물의 중량

V = Vm / 0.85 = 1.944 / 0.85 : 표면유속

= 2.287 m/sec

P = 0.1 × 100 × 2.287 = 22.870 kN

H = 수심 = 0 m

▣ 자동차의 충돌하중

- 차도방향에 대하여 = 1000 kN
- 차도 직각방향에 대하여 = 500 kN
- 작용높이 = 1.8 m

8) 지진 하중 - 교직방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	∑	비고
시점측	$H_{EB(교직)}$	185.46	187.28	187.95	187.28	185.46	933.43	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	361.16	338.83	317.45	338.83	361.16	1717.44	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	171.31	172.94	173.52	172.94	171.31	862.00	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)}$ = 933.430 × 1.764 = 1646.571 kN·m

$M_{ec(교직)}$ = 862.004 × 1.764 = 1520.574 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2$ = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

R_{Eb1} = 1646.571 × 4.000 / 40.000 = 164.657 kN

R_{Eb2} = 1646.571 × 2.000 / 40.000 = 82.329 kN

R_{Eb3} = 1646.571 × 0.000 / 40.000 = 0.000 kN

R_{Eb4} = 1646.571 × -2.000 / 40.000 = -82.329 kN

R_{Eb5} = 1646.571 × -4.000 / 40.000 = -164.657 kN

- PSC BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2$

$= 40.000\ m^2$

$R_{EC1} = 1520.574 \times 4.000 / 40.000 = 152.057\ kN$

$R_{EC2} = 1520.574 \times 2.000 / 40.000 = 76.029\ kN$

$R_{EC3} = 1520.574 \times 0.000 / 40.000 = 0.000\ kN$

$R_{EC4} = 1520.574 \times -2.000 / 40.000 = -76.029\ kN$

$R_{EC5} = 1520.574 \times -4.000 / 40.000 = -152.057\ kN$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비 고
기둥하단	2,016.790	28,377.137	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	∑	비 고
시점측	$H_{EB(교직)}$	455.52	459.99	461.62	459.99	455.52	2292.64	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	887.06	832.23	779.71	832.23	887.06	4218.28	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	420.75	424.75	426.19	424.75	420.75	2117.20	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)} = 2292.636 \times 1.764 = 4044.210\ kN·m$

$M_{ec(교직)} = 2117.202 \times 1.764 = 3734.744\ kN·m$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2$

$= 40.000\ m^2$

$R_{Eb1} = 4044.210 \times 4.000 / 40.000 = 404.421\ kN$

$R_{Eb2} = 4044.210 \times 2.000 / 40.000 = 202.211\ kN$

$R_{Eb3} = 4044.210 \times 0.000 / 40.000 = 0.000\ kN$

$R_{Eb4} = 4044.210 \times -2.000 / 40.000 = -202.211\ kN$

$R_{Eb5} = 4044.210 \times -4.000 / 40.000 = -404.421\ kN$

- PSC BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2$

$= 40.000 \ m^2$

$R_{EC1} = 3734.744 \times 4.000 / 40.000 = 373.474 \ kN$

$R_{EC2} = 3734.744 \times 2.000 / 40.000 = 186.737 \ kN$

$R_{EC3} = 3734.744 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \ kN$

$R_{EC4} = 3734.744 \times -2.000 / 40.000 = -186.737 \ kN$

$R_{EC5} = 3734.744 \times -4.000 / 40.000 = -373.474 \ kN$

$P_E = 2292.64 + 2117.202 = 4409.838 \ kN$

$Mc = 4409.838 \times 1.764 = 7778.954 \ kN \cdot m$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비 고
기둥하단	4953.52	69698.23	1.0교직+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간		우측 경간	
고정하중	5170.722	kN	5170.722	kN
편 심	0.510	m	-0.510	m

Md = 5170.722 × 0.510 + 5170.722 × -0.510 = 0.000 kN·m

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1048.740	kN	1461.240	kN
	복선재하시	2097.480	kN	2922.480	kN
편 심		0.510	m	-0.510	m

$M_{L단선}$ = 1048.74 × 0.510 + 1461.24 × -0.510 = -210.375 kN·m

$M_{L복선}$ = 2097.48 × 0.510 + 2922.48 × -0.510 = -420.750 kN·m

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1175.038	kN	1639.698	kN
	복선재하시	2350.076	kN	3279.396	kN
편 심		0.510	m	-0.510	m

$M_{L단선}$ = 1175.04 × 0.510 + 1639.70 × -0.510 = -236.977 kN·m

$M_{L복선}$ = 2350.08 × 0.510 + 3279.40 × -0.510 = -473.954 kN·m

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING Wn1 = 3.000 × 1.500 × 9.700 = 43.650 kN

3.000 × 1.500 × 6.550 = 29.475 kN

(43.650 + 29.475) / 9.700 = 7.539 kN/m

기둥 Wn2 = 3.000 × 3.200 × 0.6 = 5.760 kN/m

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING Wn1 = 1.500 × 1.500 × 9.700 = 21.825 kN

1.500 × 1.500 × 6.550 = 14.738 kN

(21.825 + 14.738) / 9.700 = 3.769 kN/m

기둥 Wt2 = 1.500 × 3.200 × 0.6 = 2.880 kN/m

5) 제동하중 및 시동하중

▶ 고정슈에 작용하는 교축방향 수평하중

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

여기서, T ; 교량거더로부터의 전수평력

μm ; 가동측 받침의 마찰계수 0.15

Rm ; 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

▶ 가동슈에 작용하는 교축방향 수평하중

Tm = μm·Rm ≤ T/2

① KL2012

가) 제동하중 ; 20kN/m × L(m) ≤ 6000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 20 × 25.020 = 500.400 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 20 × 25.020 = 500.400 kN

나) 시동하중 ; 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T = 33 × 25.020 = 825.660 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T = 33 × 25.020 = 825.660 kN

다) 고정단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

Rm = 5170.72 + 1997.600 = 7168.322 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 500.40 - 537.624 (제동하중)

= 825.66 - 537.624 (시동하중)

= -37.22 < T/2 = 250.20 (제동하중) - 큰값 적용

= 288.04 < T/2 = 412.83 (시동하중) - 큰값 적용

∴ Tf = 250.20 kN(제동하중), 412.83 kN(시동하중)

라) 가동단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

Rm = 5170.72 + 2822.60 = 7993.322 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 1198.998 > T/2 = 250.200 (제동하중) - 작은값 적용

= 1198.998 > T/2 = 412.830 (시동하중) - 작은값 적용

∴ Tm = 250.200 kN(제동하중), 412.830 kN(시동하중),

마) 설계수평력

T (단 선) = Tf + Tm = 412.830 + 412.830 = 825.660 kN

T (복 선) = Tf + Tm = 663.030 + 663.030 = 1326.060 kN

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 4 × 3 × 24.970 = 299.640 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 299.64 - 387.804

= -88.16 < T/2 = 149.82

∴ Tf = 149.82 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 4 × 3 × 24.970 = 299.640 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 775.608 > T/2 = 149.820

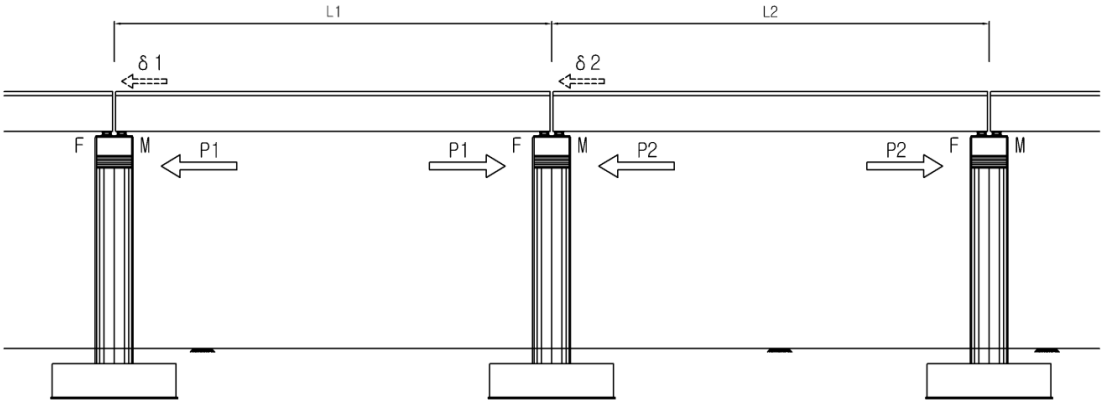
∴ Tm = 149.82 kN

TL = T_b + T_c = 149.820 + 149.820 = 299.640 kN

7) 온도 하중

; 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다.

; 단경간 연속교의 경우 전.후 경간의 온도하중의 방향이 반대이므로 고정단에 작용하는 수평력과 가동단에 작용하는 수평력의 차를 사용한다.



▶ 받침 마찰계수 ; 0.150

가) 상부 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1 = 5170.72 × 0.150 = 775.608 kN

Ts2 = 5170.72 × 0.150 = 775.608 kN

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1' = 7520.80 × 0.150 = 1128.120 kN

Ts2' = 8450.12 × 0.150 = 1267.518 kN

다) 온도변화에 의한 수평력산정

▶ $\delta = \Delta t \times \alpha \times L$ 여기서 Δt : 온도변화

$\alpha 1$: 강합성교의 선팽창계수 (0.000012)

$\alpha 2$: 콘크리트교의 선팽창계수 (0.000010)

∴ $\delta 1$= 15 × 0.00001 × 24.000 = 0.0036 m

∴ $\delta 2$= 15 × 0.00001 × 24.000 = 0.0036 m

▶ 등가수평력

$\delta 1 = [P \cdot L^3]/[3 \cdot E \cdot I]$

$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 782.702 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 5.147 m^4

L : 12.500 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	775.608	782.702	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	1128.120	1445.732	교좌장치마찰에의한 수평력적용

$\delta 2 = [P \cdot L^3]/[3 \cdot E \cdot I]$

$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 782.702 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 5.147 m^4

L : 12.500 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	775.608	782.702	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	1267.518	1445.732	교좌장치마찰에의한 수평력적용

라) 적용온도하중

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 등가수평력이 작용할 경우 하중방향이 반대방향이므로 상쇄됨.

; 시점부 및 종점부 받침중 1개소만 등가수평력이 작용할 경우 가동단이 미끄러지므로
등가수평력중 작은값과 등가수평력 차이 값중 큰값을 적용

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 슈마찰력이 작용할 경우 슈마찰력중 큰 값을 적용.

; 시제동하중 작용시 적용 온도하중은 시제동하중에 의한 수평력을 제외하여 적용함.

구분	작용수평력	비고
고정하중	775.608	슈마찰력 : MAX(Ts1,Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	604.488	슈마찰력 : MAX(Ts1',Ts2')-시제동하중(순차적으로 가동)

8) 지진하중 **(내진계산서 참조)**

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥하단	1825.73	22226.41	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

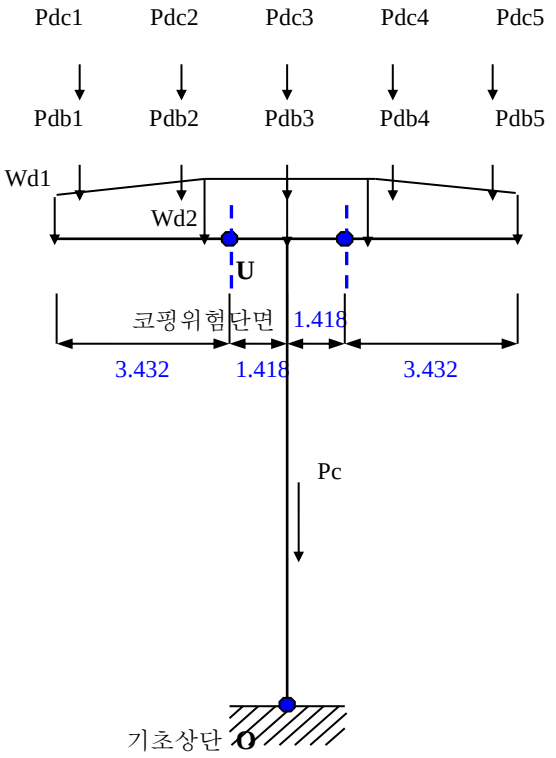
▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥하단	4484.26	54591.18	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)

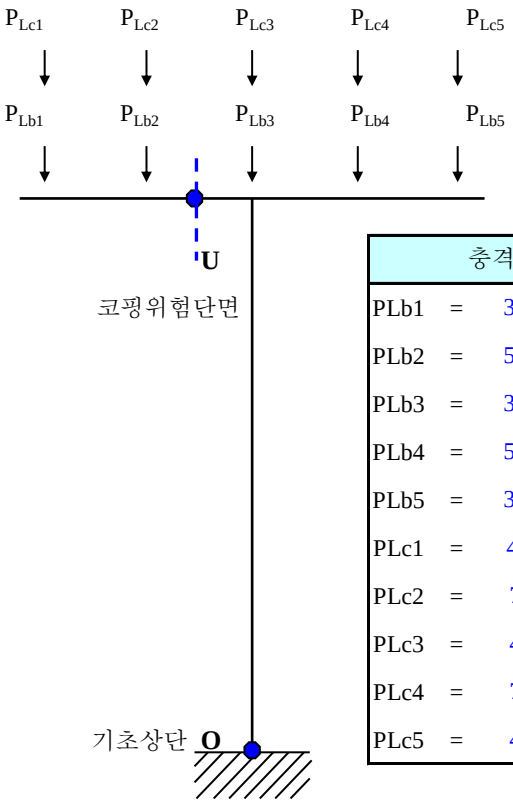


Pdb1	=	1112.71	kN
Pdb2	=	983.28	kN
Pdb3	=	978.75	kN
Pdb4	=	983.28	kN
Pdb5	=	1112.71	kN
Pdc1	=	1112.71	kN
Pdc2	=	983.28	kN
Pdc3	=	978.75	kN
Pdc4	=	983.28	kN
Pdc5	=	1112.71	kN
Wd1	=	102.900	kN/m
Wd2	=	205.800	kN/m
Pc	=	1871.887	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	1112.706	2.582	1112.706	2873.048	4.000	1112.706	4450.824
Pbd2	983.280	0.582	983.280	572.305	2.000	983.280	1966.560
Pbd3	978.750	-1.418	0.000	0.000	0.000	978.750	0.000
Pbd4	983.280	0.582	983.280	572.305	-2.000	983.280	-1966.560
Pbd5	1112.706	2.582	1112.706	2873.048	-4.000	1112.706	-4450.824
Pcd1	1112.706	2.582	1112.706	2873.048	4.000	1112.706	4450.824
Pcd2	983.280	0.582	983.280	572.305	2.000	983.280	1966.560
Pcd3	978.750	-1.418	0.000	0.000	0.000	978.750	0.000
Pcd4	983.280	0.582	983.280	572.305	-2.000	983.280	-1966.560
Pcd5	1112.706	2.582	1112.706	2873.048	-4.000	1112.706	-4450.824
Wd1	154.35	1.332	486.2025	647.6396802	0.000	972.405	0.000
Wd2	205.800	0.141	58.04319799	8.185162373	0.000	699.720	0.000
Pc	1871.887	-1.418	0.000	0	0.000	1871.887	0.000
합 계			**4736.22**	**7546.531**		**13885.456**	**0.000**

Moy= **0.000** kN·m Ho= **0.000** kN

2-1) 활 하 중 (L.C 2-1) : 복선



충격 미고려시				충격고려시			
PLb1	=	318.917	kN	PLb1	=	354.785	kN
PLb2	=	555.932	kN	PLb2	=	624.891	kN
PLb3	=	347.882	kN	PLb3	=	390.823	kN
PLb4	=	555.932	kN	PLb4	=	624.891	kN
PLb5	=	318.817	kN	PLb5	=	354.686	kN
PLc1	=	436.07	kN	PLc1	=	486.75	kN
PLc2	=	781.16	kN	PLc2	=	878.60	kN
PLc3	=	488.13	kN	PLc3	=	548.81	kN
PLc4	=	781.16	kN	PLc4	=	878.60	kN
PLc5	=	435.97	kN	PLc5	=	486.65	kN

▶ **충격 미고려시**

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	318.917	2.582	318.917	823.455	4.000	318.917	1275.667
PLb2	555.932	0.582	555.932	323.573	2.000	555.932	1111.864
PLb3	347.882	-1.418	0.000	0.000	0.000	347.882	0.000
PLb4	555.932	0.582	555.932	323.573	-2.000	555.932	-1111.864
PLb5	318.817	2.582	318.817	823.197	-4.000	318.817	-1275.268
PLc1	436.067	2.582	436.067	1125.941	4.000	436.067	1744.267
PLc2	781.157	0.582	781.157	454.662	2.000	781.157	1562.314
PLc3	488.132	-1.418	0.000	0.000	0.000	488.132	0.000
PLc4	781.157	0.582	781.157	454.662	-2.000	781.157	-1562.314
PLc5	435.967	2.582	435.967	1125.683	-4.000	435.967	-1743.868
합 계			**2092.073**	**2727.631**		**5019.960**	**0.799**

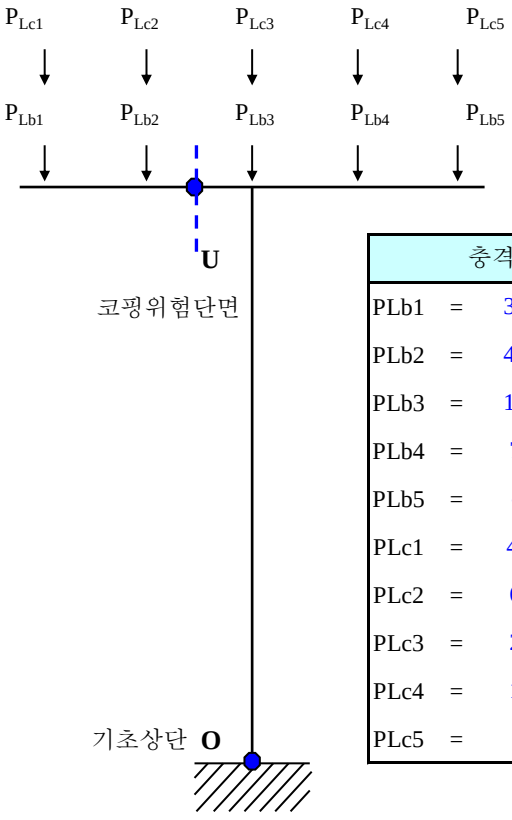
Moy= **-420.750** kN·m Ho= **0.000** kN

▶ 충격 고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	354.785	2.582	354.785	916.069	4.000	354.785	1419.142
PLb2	624.891	0.582	624.891	363.709	2.000	624.891	1249.781
PLb3	390.823	-1.418	0.000	0.000	0.000	390.823	0.000
PLb4	624.891	0.582	624.891	363.709	-2.000	624.891	-1249.781
PLb5	354.686	2.582	354.686	915.811	-4.000	354.686	-1418.742
PLc1	486.749	2.582	486.749	1256.804	4.000	486.749	1946.996
PLc2	878.595	0.582	878.595	511.375	2.000	878.595	1757.191
PLc3	548.808	-1.418	0.000	0.000	0.000	548.808	0.000
PLc4	878.595	0.582	878.595	511.375	-2.000	878.595	-1757.191
PLc5	486.649	2.582	486.649	1256.546	-4.000	486.649	-1946.596
합 계			**2345.020**	**3047.957**		**5629.472**	**0.799**

Moy= **-473.954** kN·m Ho= **0.000** kN

2-2) 활 하 중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시				충격고려시(모멘트)			
PLb1	=	325.659	kN	PLb1	=	361.401	kN
PLb2	=	478.625	kN	PLb2	=	537.859	kN
PLb3	=	173.941	kN	PLb3	=	195.412	kN
PLb4	=	78.306	kN	PLb4	=	88.157	kN
PLb5	=	-7.791	kN	PLb5	=	-7.791	kN
PLc1	=	442.40	kN	PLc1	=	492.90	kN
PLc2	=	672.09	kN	PLc2	=	755.78	kN
PLc3	=	244.07	kN	PLc3	=	274.40	kN
PLc4	=	110.48	kN	PLc4	=	124.40	kN
PLc5	=	-7.79	kN	PLc5	=	-7.79	kN

<3차현장자문회의 결과 반영>

▶ 충격 미고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	325.659	2.582	325.659	840.863	4.000	325.659	1302.635
PLb2	478.625	0.582	478.625	278.577	2.000	478.625	957.250
PLb3	173.941	-1.418	0.000	0.000	0.000	173.941	0.000
PLb4	78.306	0.582	78.306	45.577	-2.000	78.306	-156.612
PLb5	-7.791	2.582	-7.791	-20.116	-4.000	-7.791	31.163
PLc1	442.396	2.582	442.396	1142.283	4.000	442.396	1769.585
PLc2	672.087	0.582	672.087	391.180	2.000	672.087	1344.175
PLc3	244.066	-1.418	0.000	0.000	0.000	244.066	0.000
PLc4	110.481	0.582	110.481	64.304	-2.000	110.481	-220.962
PLc5	-7.791	2.582	-7.791	-20.116	-4.000	-7.791	31.163
합 계			**1918.767**	**2652.903**		**2509.980**	**5058.396**

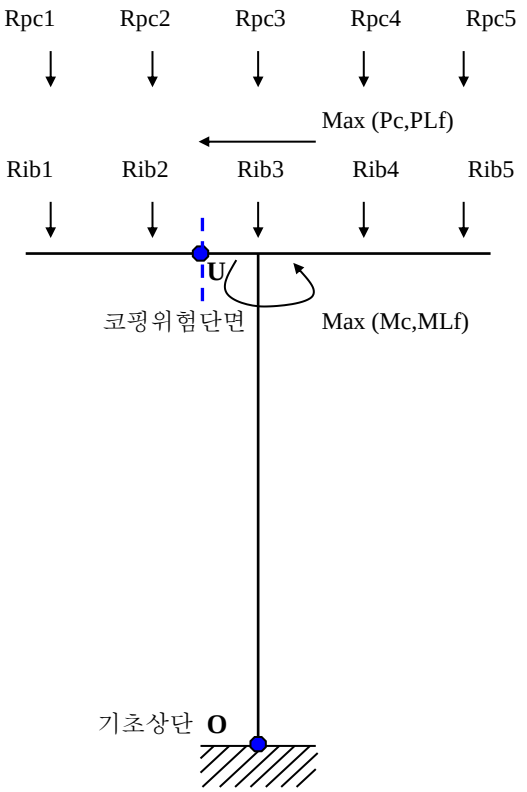
Moy= **-210.375** kN·m Ho= **0.000** kN

▶ 충격 고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	361.401	2.582	361.401	933.151	4.000	361.401	1445.604
PLb2	537.859	0.582	537.859	313.054	2.000	537.859	1075.717
PLb3	195.412	-1.418	0.000	0.000	0.000	195.412	0.000
PLb4	88.157	0.582	88.157	51.311	-2.000	88.157	-176.314
PLb5	-7.791	2.582	-7.791	-20.116	-4.000	-7.791	31.163
PLc1	492.900	2.582	492.900	1272.686	4.000	492.900	1971.600
PLc2	755.784	0.582	755.784	439.894	2.000	755.784	1511.569
PLc3	274.404	-1.418	0.000	0.000	0.000	274.404	0.000
PLc4	124.401	0.582	124.401	72.406	-2.000	124.401	-248.801
PLc5	-7.791	2.582	-7.791	-20.116	-4.000	-7.791	31.163
합 계			**2147.944**	**2958.784**		**2814.736**	**5641.699**

Moy= **-236.977** kN·m Ho= **0.000** kN

3-1) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-1) : 복선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (복선)

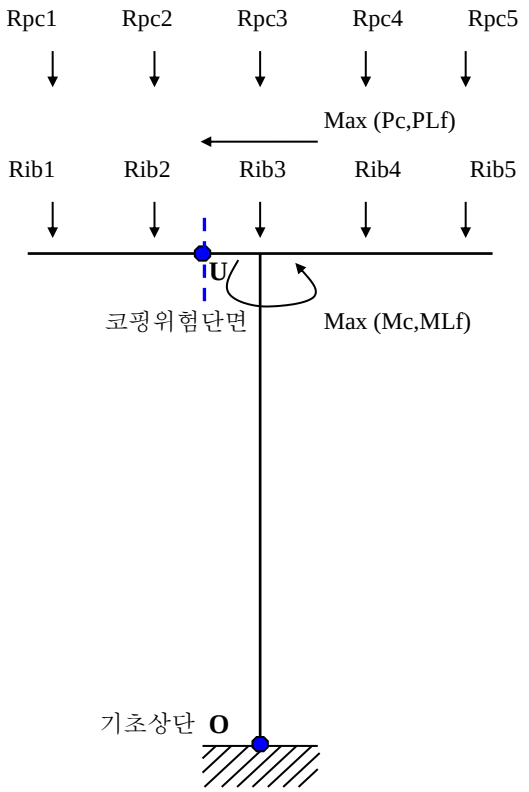
Pc	=	532.116	kN
Mc	=	3006.455	kN·m

Max (PLf,Pc)	=	532.116	kN
Max (MLf,Mc)	=	3006.455	kN·m

Rib1	=	125.618	kN
Rib2	=	62.809	kN
Rib3	=	0.000	kN
Rib4	=	-62.809	kN
Rib5	=	-125.618	kN
Rpc1	=	175.027	kN
Rpc2	=	87.514	kN
Rpc3	=	0.000	kN
Rpc4	=	-87.514	kN
Rpc5	=	-175.027	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rib1	125.618	2.582	125.618	324.351	4.000	125.618	502.472
Rib2	62.809	0.582	62.809	36.557	2.000	62.809	125.618
Rib3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rib4	-62.809	0.582	-62.809	-36.557	-2.000	-62.809	125.618
Rib5	-125.618	2.582	-125.618	-324.351	-4.000	-125.618	502.472
Rpc1	175.027	2.582	175.027	451.927	4.000	175.027	700.110
Rpc2	87.514	0.582	87.514	50.936	2.000	87.514	175.027
Rpc3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rpc4	-87.514	0.582	-87.514	-50.936	-2.000	-87.514	175.027
Rpc5	-175.027	2.582	-175.027	-451.927	-4.000	-175.027	700.110
Pc	**532.116**	-	-	-	12.500	-	6651.450
합 계			**450.968**	**863.771**		**0.000**	**9657.905**

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (단선)

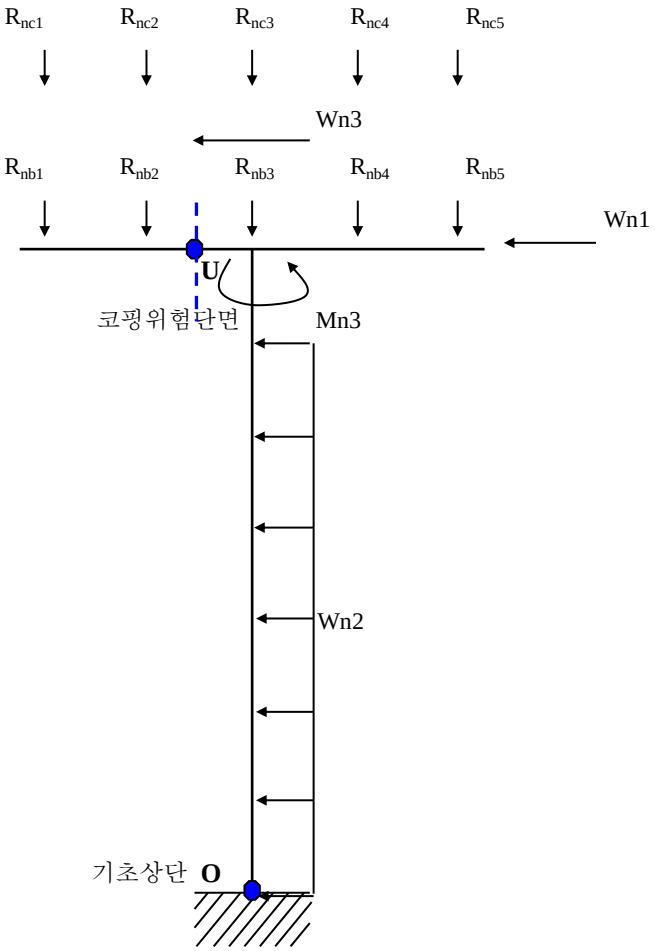
Pc	=	266.057	kN
Mc	=	1503.222	kN·m

Max (PLf,Pc)	=	266.057	kN
Max (MLf,Mc)	=	1503.222	kN·m

Rib1	=	62.809	kN
Rib2	=	31.404	kN
Rib3	=	0.000	kN
Rib4	=	-31.404	kN
Rib5	=	-62.809	kN
Rpc1	=	87.513	kN
Rpc2	=	43.757	kN
Rpc3	=	0.000	kN
Rpc4	=	-43.757	kN
Rpc5	=	-87.513	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	62.809	2.582	62.809	162.175	4.000	62.809	251.235
Pbd2	31.404	0.582	31.404	18.279	2.000	31.404	62.809
Pbd3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd4	-31.404	0.582	-31.404	-18.279	-2.000	-31.404	62.809
Pbd5	-62.809	2.582	-62.809	-162.175	-4.000	-62.809	251.235
Pcd1	87.513	2.582	87.513	225.963	4.000	87.513	350.054
Pcd2	43.757	0.582	43.757	25.468	2.000	43.757	87.513
Pcd3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd4	-43.757	0.582	-43.757	-25.468	-2.000	-43.757	87.513
Pcd5	-87.513	2.582	-87.513	-225.963	-4.000	-87.513	350.054
Pc	**266.057**	-	-	-	12.500	-	3325.713
합 계			**225.483**	**431.884**		**0.000**	**4828.935**

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

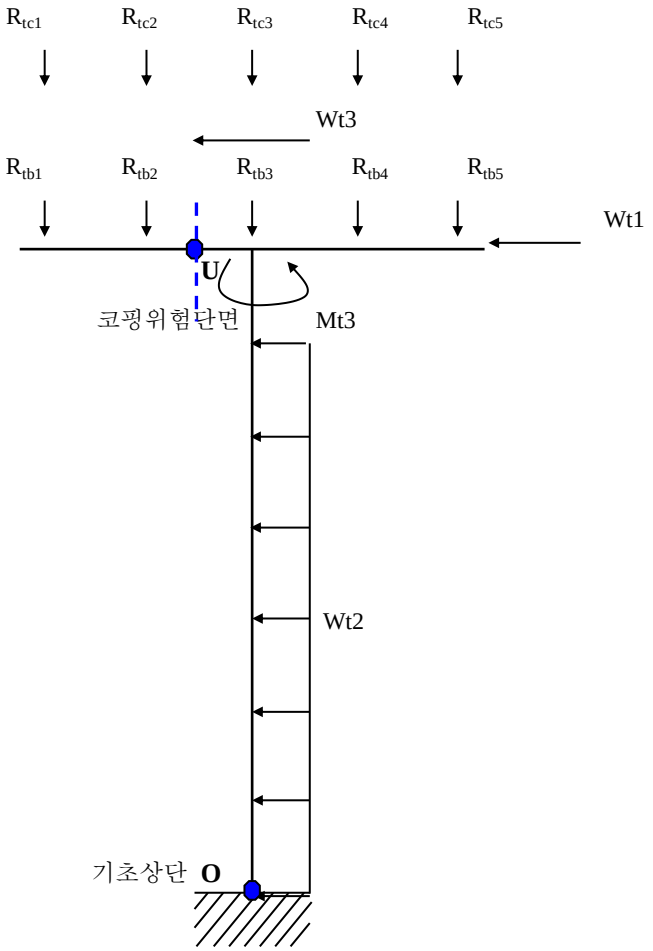


Wn1	=	25.200	kN
Wn2	=	5.760	kN/m
Wn3b	=	310.502	kN
Wn3c	=	310.502	kN
Mn3	=	2853.514	kN·m

Rnb1	=	142.676	kN
Rnb2	=	71.338	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	-71.338	kN
Rnb5	=	-142.676	kN
Rnc1	=	142.676	kN
Rnc2	=	71.338	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	-71.338	kN
Rnc5	=	-142.676	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rnb1	142.676	2.582	142.676	368.394	4.000	142.676	570.703
Rnb2	71.338	0.582	71.338	41.521	2.000	71.338	142.676
Rnb3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb4	-71.338	0.582	-71.338	-41.521	-2.000	-71.338	142.676
Rnb5	-142.676	2.582	-142.676	-368.394	-4.000	-142.676	570.703
Rnc1	142.676	2.582	142.676	368.394	4.000	142.676	570.703
Rnc2	71.338	0.582	71.338	41.521	2.000	71.338	142.676
Rnc3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc4	-71.338	0.582	-71.338	-41.521	-2.000	-71.338	142.676
Rnc5	-142.676	2.582	-142.676	-368.394	-4.000	-142.676	570.703
Wn1	**25.20**	-	-	-	12.500	-	315.000
Wn2	**54.72**	-	-	-	4.750	-	259.920
Wn3	**621.00**	-	-	-	12.500	-	7762.550
합 계	**700.924**		**428.027**	**819.830**		**0.000**	**11190.984**

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

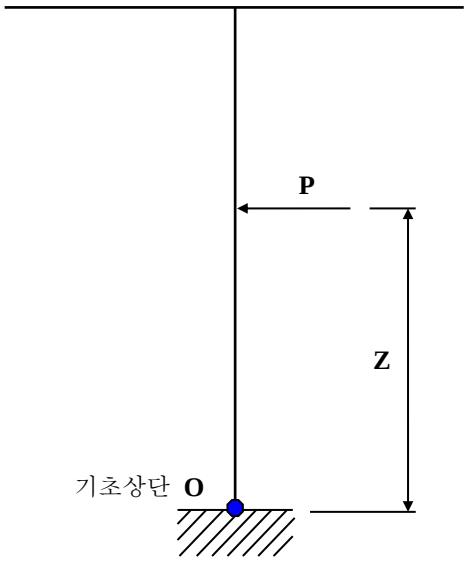


Wt1	=	12.600	kN
Wt2	=	2.880	kN/m
Wt3b	=	138.584	kN
Wt3c	=	138.584	kN
Mt3	=	636.793	kN·m

Rtb1	=	63.679	kN
Rtb2	=	31.840	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	-31.840	kN
Rtb5	=	-63.679	kN
Rtc1	=	63.679	kN
Rtc2	=	31.840	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	-31.840	kN
Rtc5	=	-63.679	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rtb1	63.679	2.582	63.679	164.422	4.000	63.679	254.717
Rtb2	31.840	0.582	31.840	18.532	2.000	31.840	63.679
Rtb3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb4	-31.840	0.582	-31.840	-18.532	-2.000	-31.840	63.679
Rtb5	-63.679	2.582	-63.679	-164.422	-4.000	-63.679	254.717
Rtc1	63.679	2.582	63.679	164.422	4.000	63.679	254.717
Rtc2	31.840	0.582	31.840	18.532	2.000	31.840	63.679
Rtc3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc4	-31.840	0.582	-31.840	-18.532	-2.000	-31.840	63.679
Rtc5	-63.679	2.582	-63.679	-164.422	-4.000	-63.679	254.717
Wt1	**12.60**	-	-	-	12.500	-	157.500
Wt2	**27.36**	-	-	-	4.750	-	129.960
Wn3	**277.17**	-	-	-	12.500	-	3464.600
합 계	**317.128**		**191.038**	**365.908**		**0.000**	**5025.646**

6) 유 수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	3.300	m

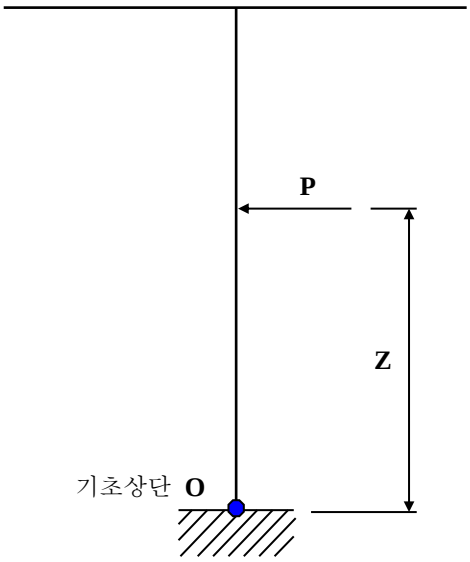
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

Mo= 0.000 × 3.300 = **0.000** kN·m

Ho= **0.000** kN

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	5.100	m

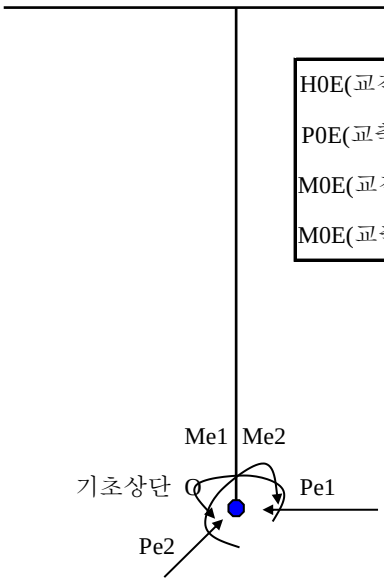
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

Mo= 1000.000 × 5.100 = **5100.000** kN·m

Ho= **1000.000** kN

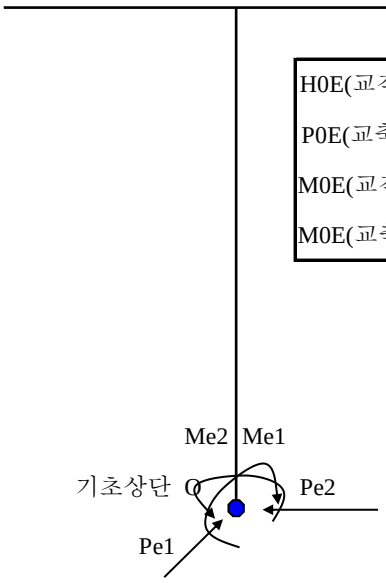
8) 지진하중 (L.C 8) : 100년



H0E(교직)	=	2016.790	kN	R_{EB1}	=	164.657	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN	R_{EB2}	=	82.329	kN
M0E(교직)	=	28377.137	kN.m	R_{EB3}	=	0.000	kN
M0E(교축)	=	0.000	kN.m	R_{EB4}	=	-82.329	kN
				R_{EB5}	=	-164.657	kN
				R_{EC1}	=	152.057	kN
				R_{EC2}	=	76.029	kN
				R_{EC3}	=	0.000	kN
				R_{EC4}	=	-76.029	kN
				R_{EC5}	=	-152.057	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	164.657	2.582	164.657	425.151	-	-	-
REB2	82.329	0.582	82.329	47.918	-	-	-
REB3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REB4	-82.329	0.582	-82.329	-47.918	-	-	-
REB5	-164.657	2.582	-164.657	-425.151	-	-	-
REC1	152.057	2.582	152.057	392.618	-	-	-
REC2	76.029	0.582	76.029	44.252	-	-	-
REC3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REC4	-76.029	0.582	-76.029	-44.252	-	-	-
REC5	-152.057	2.582	-152.057	-392.618	-	-	-
He1	**2016.790**	-	-	-	-	-	**28377.137**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**475.072**	**909.938**			

9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



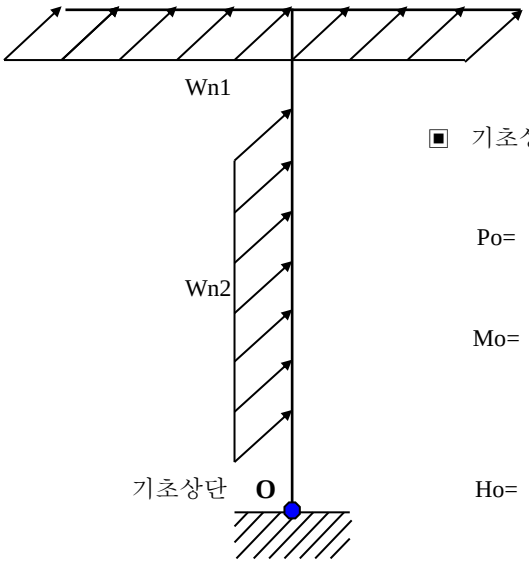
H0E(교직)	=	4953.520	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN
M0E(교직)	=	69698.230	kN.m
M0E(교축)	=	0.000	kN.m

R_{EB1}	=	404.421	kN
R_{EB2}	=	202.211	kN
R_{EB3}	=	0.000	kN
R_{EB4}	=	-202.211	kN
R_{EB5}	=	-404.421	kN
R_{EC1}	=	373.474	kN
R_{EC2}	=	186.737	kN
R_{EC3}	=	0.000	kN
R_{EC4}	=	-186.737	kN
R_{EC5}	=	-373.474	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	404.421	2.582	404.421	1044.230	-	-	-
REB2	202.211	0.582	202.211	117.694	-	-	-
REB3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REB4	-202.211	0.582	-202.211	-117.694	-	-	-
REB5	-404.421	2.582	-404.421	-1044.230	-	-	-
REC1	373.474	2.582	373.474	964.325	-	-	-
REC2	186.737	0.582	186.737	108.688	-	-	-
REC3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REC4	-186.737	0.582	-186.737	-108.688	-	-	-
REC5	-373.474	2.582	-373.474	-964.325	-	-	-
He1	**4953.520**	-	-	-	-	-	**69698.230**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**1166.843**	**2234.937**			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



Wn1	=	7.539	kN/m
Wn2	=	5.760	kN/m

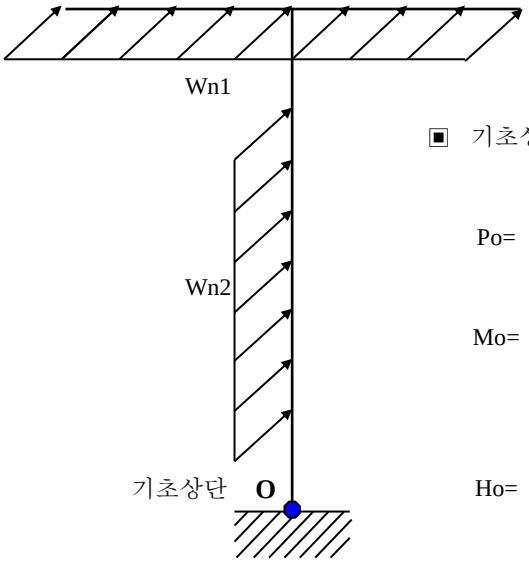
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= = **0.000** kN

Mo= 73.128 × 11.000 +
54.720 × 4.750 = **1064.331** kN·m

Ho= = **127.8483** kN

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



Wn1	=	3.769	kN/m
Wn2	=	2.880	kN/m

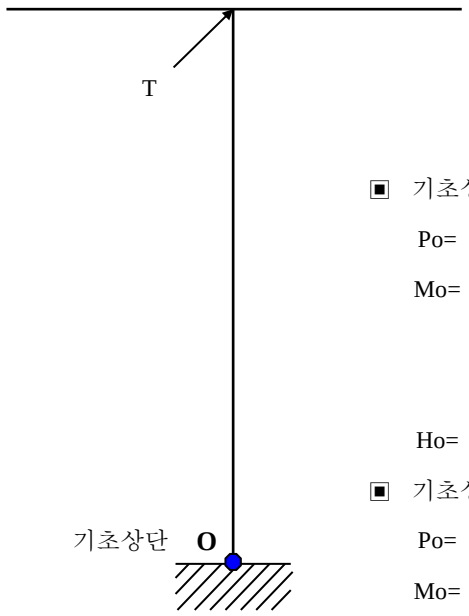
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= = **0.000** kN

Mo= 36.559 × 11.000 +
27.360 × 4.750 = **532.112** kN·m

Ho= = **63.9193** kN

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f복선}$	=	663.030	kN
$T_{m복선}$	=	663.030	kN
$T_{f단선}$	=	412.830	kN
$T_{m단선}$	=	412.830	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

Po= **0.000** kN

Mo= 663.030 × 12.950 +

663.030 × 12.950

= **17172.477** kN·m

Ho= **1326.06** kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

Po= **0.000** kN

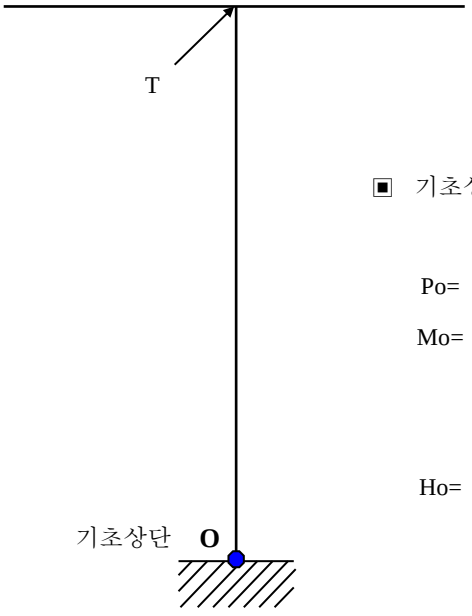
Mo= 412.830 × 12.950 +

412.830 × 12.950

= **10692.297** kN·m

Ho= **825.66** kN

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	149.820	kN
T_m	=	149.820	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

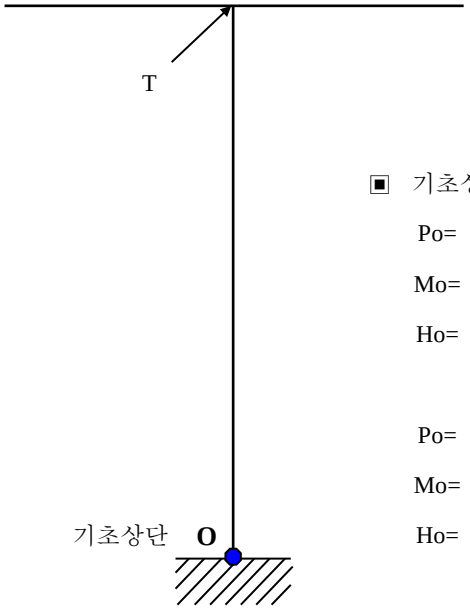
Mo= 149.820 × 12.950 +

149.820 × 12.950

= **3880.338** kN·m

Ho= **299.640** kN

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	775.608	kN
시제동하중 작용시	=	604.488	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

Mo= 775.608 × 12.950 = **10044.127** kN·m

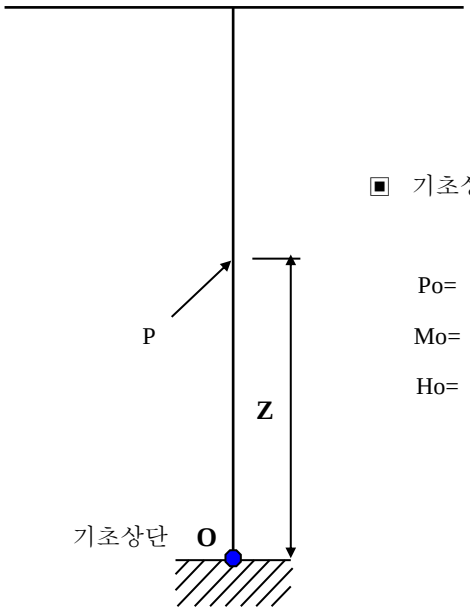
Ho= **775.608** kN

Po= **0.000** kN

Mo= 604.488 × 12.950 = **7828.117** kN·m

Ho= **604.488** kN

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	5.100	M

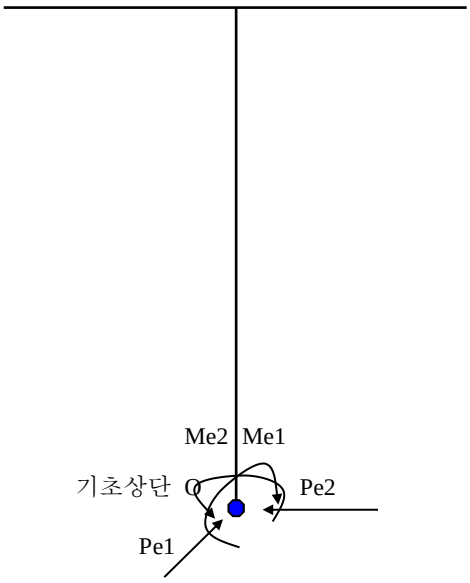
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

Mo= 500.000 × 5.100 = **2550.000** kN·m

Ho= **500.000** kN

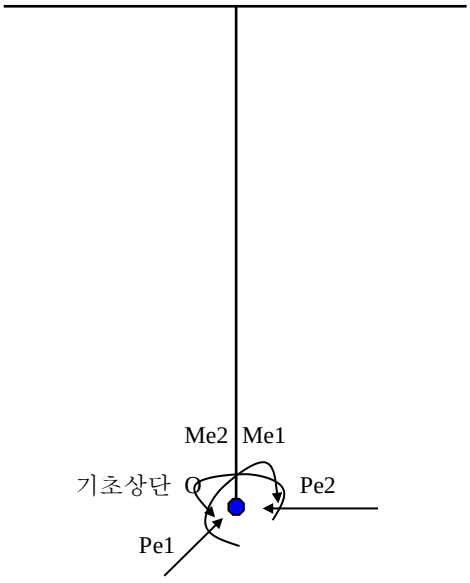
7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1=	**0.000**	kN	Pe2=	**0.000**	kN
He1=	**1825.734**	kN·m	He2=	**0.000**	kN·m
Me1=	**22226.409**	kN	Me2=	**0.000**	kN

8) 지진하중 (L.C 17) : 1000년



▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1=	**0.000**	kN	Pe2=	**0.000**	kN
He1=	**4484.260**	kN·m	He2=	**0.000**	kN·m
Me1=	**54591.180**	kN	Me2=	**0.00**	kN

5-1. 단면력 및 하중조합

5-1.1 COPING

1) 각 하중별 단면력

(COPING)

하 중 경 우			전단력(P) (kN)	모멘트(M) (kN·m)	비 고
Load Case 1	고 정 하 중 + 자 중		4,736	7,547	
Load Case 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	2,092	2,728	
		충격 고려시	2,345	3,048	
Load Case 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	1,919	2,653	
		충격 고려시	2,148	2,959	
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	451	864	
Load Case 3-2		단 선	225	432	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)		428	820	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)		191	366	
Load Case 6	유 수 압		-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중		-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)		475	910	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)		1,167	2,235	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)

하중경우	고정하중+자중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한 하중	지진하중 (100)	지진하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때							
comb 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	7,532	11,458	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	7,110	10,937	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	5,164	8,366	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	7,723	11,824	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	7,301	11,303	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	7,081	10,594	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	6,884	10,505	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	5,164	8,366	

3) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

(COPING)

하중경우	고정하중+자중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한 하중	지진하중(100)	지진하중(1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때							
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	**11,341**	**16,993**	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	**10,672**	**16,245**	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	**12,052**	**18,333**	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	**11,375**	**17,500**	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	**10,286**	**15,621**	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	**9,717**	**14,935**	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	**6,972**	**11,295**	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	**10,544**	**16,115**	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	**9,963**	**15,407**	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	**9,677**	**14,455**	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	**9,401**	**14,330**	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	**6,197**	**10,040**	
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00		**6,919**	**10,818**	운행성
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-		1.00	**7,611**	**12,143**	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

5-1.2 기초상면

1) 각 하중별 단면력

(기초상면)

하 중 경 우				교직 수평력 (kN)	교축 수평력 (kN)	연직력 (kN)	교직 모멘트 (kN·m)	교축 모멘트 (kN·m)
교직방향	L.C 1	고 정 하 중 + 자 중		-	-	13,885	-	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	5,020	1	421
			충격 고려시	-	-	5,629	1	474
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	2,510	5,058	210
			충격 고려시	-	-	2,815	5,642	237
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	532	-	-	9,658	-
	L.C 3-2		단 선	266	-	-	4,829	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		701	-	-	11,191	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		317	-	-	5,026	-
교직방향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	5,100	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		2,017	-	-	28,377	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		4,954	-	-	69,698	-
교축방향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	128	-	-	1,064
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	64	-	-	532
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	1,326	-	-	17,172
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	826	-	-	10,692
	L.C 13	장대레일종하중		-	300	-	-	3,880
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	776	-	-	10,044
			시제동하중 작용	-	604	-	-	7,828
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	2,550
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	1,826	-	-	22,226
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	4,484	-	-	54,591

2) 하중조합에 의한 단면력

가. 사용하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중조합	교축직각방향										교축방향						비 고
	고정하중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때				복선	단선					
combo 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 3	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 4	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 5	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.4
combo 6	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00		1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 7	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 8	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 9	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 10	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.8

구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 1	**19,515**	**532**	**9,659**	**-**	**474**	
combo 2	**16,700**	**266**	**10,471**	**-**	**237**	
combo 3	**19,515**	**532**	**9,659**	**776**	**10,518**	
combo 4	**16,700**	**266**	**10,471**	**776**	**10,281**	
combo 5	**13,885**	**701**	**11,191**	**903**	**11,108**	
combo 6	**19,515**	**849**	**14,684**	**2,294**	**29,887**	
combo 7	**16,700**	**583**	**15,496**	**1,794**	**23,170**	
combo 8	**19,515**	**1,000**	**5,101**	**500**	**3,024**	
combo 9	**16,700**	**1,000**	**10,742**	**500**	**2,787**	
combo 10	**13,885**	**1,701**	**16,291**	**628**	**3,614**	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중경우	교축직각방향											교축방향						
	고정하중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직 , 교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중 (100)	교축직각지진하중 (1000)	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중 (100)	교축방향지진하중 (1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 25	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 26	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

<3차현장자문회의 결과 반영>

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고	
comb 11	**29,160**	**718**	**13,040**	**-**	**877**	철설기 8.3.1	
comb 12	**23,953**	**359**	**16,956**	**-**	**438**	철설기 8.3.1	
comb 13	**31,224**	**851**	**15,454**	**-**	**758**	철설기 8.3.2	
comb 14	**26,720**	**426**	**16,753**	**-**	**379**	철설기 8.3.2	
comb 15	**26,627**	**718**	**13,039**	**1,047**	**14,223**	철설기 8.3.3	
comb 16	**22,686**	**359**	**14,417**	**1,047**	**13,891**	철설기 8.3.3	
comb 17	**18,745**	**946**	**15,108**	**1,220**	**14,996**	철설기 8.3.4	
comb 18	**26,627**	**1,146**	**19,824**	**3,178**	**41,424**	철설기 8.3.5	
comb 19	**22,686**	**787**	**21,202**	**2,478**	**32,020**	철설기 8.3.5	
comb 20	**26,627**	**1,350**	**6,886**	**675**	**4,106**	철설기 8.3.7	
comb 21	**22,686**	**1,350**	**14,783**	**675**	**3,774**	철설기 8.3.7	
comb 22	**16,663**	**2,041**	**19,549**	**753**	**4,337**	철설기 8.3.8	
comb 23	**16,391**	**-**	**5,021**	**1,826**	**22,437**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 24	**16,391**	**2,017**	**33,398**	**-**	**211**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 25	**16,391**	**-**	**5,021**	**4,484**	**54,802**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 26	**16,391**	**4,954**	**74,719**	**-**	**211**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

다. 최소축하중,최대편심에 대해 설계할 경우

(기초상면)

하중경우	교축직각방향											교축방향						
	고정하중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중 (100)	교축직각지진하중 (1000)	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중 (100)	교축방향지진하중 (1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 27	0.80	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 28	0.80	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 29	0.80	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 30	0.80	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 31	0.80	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 32	0.80	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 33	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 34	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 35	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 36	0.80	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 37	0.80	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 38	0.90	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 39	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 40	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 41	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 42	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고	
comb 27	**21,523**	**718**	**13,040**	**-**	**877**	철설기 8.3.1	
comb 28	**16,316**	**359**	**16,956**	**-**	**438**	철설기 8.3.1	
comb 29	**20,116**	**851**	**15,454**	**-**	**758**	철설기 8.3.2	
comb 30	**15,612**	**426**	**16,753**	**-**	**379**	철설기 8.3.2	
comb 31	**18,990**	**718**	**13,039**	**1,047**	**14,223**	철설기 8.3.3	
comb 32	**15,049**	**359**	**14,417**	**1,047**	**13,891**	철설기 8.3.3	
comb 33	**11,108**	**946**	**15,108**	**1,220**	**14,996**	철설기 8.3.4	
comb 34	**18,990**	**1,146**	**19,824**	**3,178**	**41,424**	철설기 8.3.5	
comb 35	**15,049**	**787**	**21,202**	**2,478**	**32,020**	철설기 8.3.5	
comb 36	**18,990**	**1,350**	**6,886**	**675**	**4,106**	철설기 8.3.7	
comb 37	**15,049**	**1,350**	**14,783**	**675**	**3,774**	철설기 8.3.7	
comb 38	**12,497**	**2,041**	**19,549**	**753**	**4,337**	철설기 8.3.8	
comb 39	**16,391**	**-**	**5,021**	**1,826**	**22,437**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 40	**16,391**	**2,017**	**33,398**	**-**	**211**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 41	**16,391**	**-**	**5,021**	**4,484**	**54,802**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 42	**16,391**	**4,954**	**74,719**	**-**	**211**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

라. 기초 검토 하중

(기초상면)

하중경우	교축직각방향											교축방향						
	고정하중	활하중(충격미고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중(100)	교축직각지진하중(1000)	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중(100)	교축방향지진하중(1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 43	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 44	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 45	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 46	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 47	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 48	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-
comb 49	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	-
comb 50	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 51	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 52	1.00	-	-	-	-	1.20	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 53	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 54	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 55	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 56	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

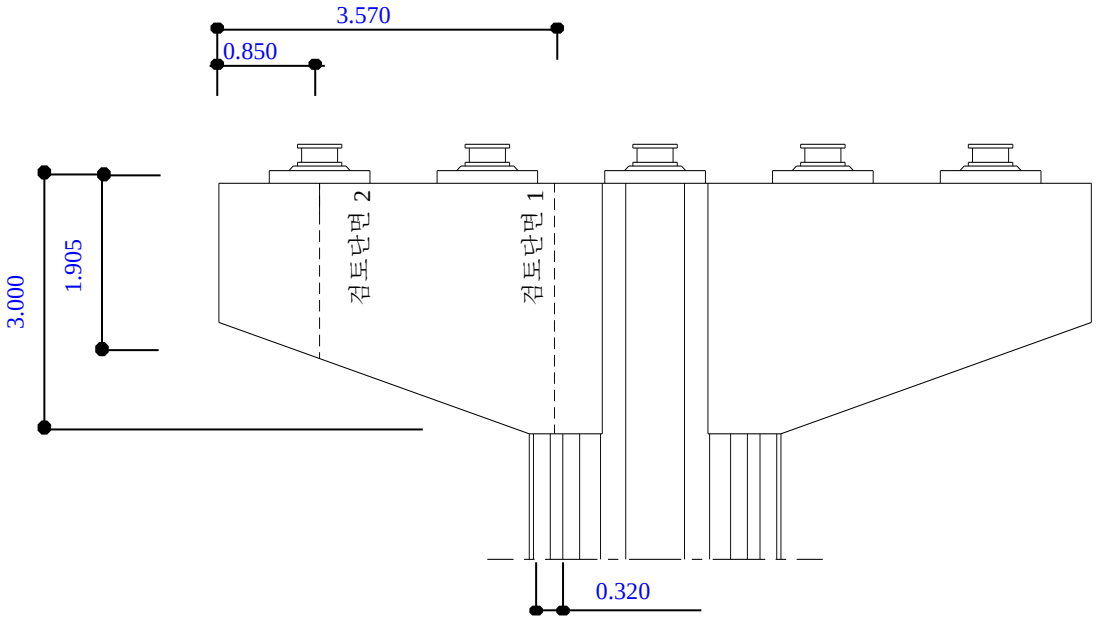
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고	
combo 43	**18,905**	**532**	**9,659**	**-**	**421**	철설기 8.3.1	
combo 44	**16,395**	**266**	**9,887**	**-**	**210**	철설기 8.3.1	
combo 45	**18,905**	**532**	**9,659**	**776**	**10,465**	철설기 8.3.3	
combo 46	**16,395**	**266**	**9,887**	**776**	**10,255**	철설기 8.3.3	
combo 47	**13,885**	**701**	**11,191**	**903**	**11,108**	철설기 8.3.4	
combo 48	**18,905**	**849**	**14,684**	**2,294**	**29,834**	철설기 8.3.5	
combo 49	**16,395**	**583**	**14,913**	**1,794**	**23,143**	철설기 8.3.5	
combo 50	**18,905**	**1,000**	**5,101**	**500**	**2,971**	철설기 8.3.7	
combo 51	**16,395**	**1,000**	**10,158**	**500**	**2,760**	철설기 8.3.7	
combo 52	**13,885**	**1,841**	**18,529**	**653**	**3,827**	철설기 8.3.8	
combo 53	**16,395**	**-**	**5,058**	**1,826**	**22,437**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
combo 54	**16,395**	**2,017**	**33,436**	**-**	**210**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
combo 55	**16,395**	**-**	**5,058**	**4,484**	**54,802**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
combo 56	**16,395**	**4,954**	**74,757**	**-**	**210**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

6. Coping 설계

6.1 단면력 집계

; 원형기둥을 포함하는 경우는 기둥에서 D/10만큼 들어간 위치에서 검토한다.

구 분		하 중 조 합	COPING 단면력	비 고
사용하중	최대모멘트	**comb 4**	**11,824**	
계수하중	최대모멘트	**comb 13**	**18,333**	
	최대전단력	**comb 13**	**12,052**	



6. 코핑 단면 검토

6.1 Deep Beam 검토

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.90 Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2,800	3,000	2,800	200	18,333	12,052	11,824

Ln= 5440.00 mm Ln/D = 5440.00 / 2800.00 = 1.943 < 4

∴DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

Use As (1단) :	H	29	-	21	EA	=	13,490	mm^2	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	29	-	21	EA	=	13,490	mm^2	,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	29	-	21	EA	=	13,490	mm^2	,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 40471.200 mm^2 [사용률 2.184]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 226.729 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.02797 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.90 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 18531.258 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 313,790 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 27,440 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 24,708 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **OK!!**

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 226.729 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 36968.660 kN · mm

ΦMn > Mu (= 18333.215 kN · m) [사용률 = 2.016] ∴ **O.K!!**

2) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 2800.0 × 2800.00 / 1000 = 6083.37 kN

ΦVc= 6083.37 < Vu = 12051.530 kN ∴ **전단보강 필요함!!**

ΦVmax = Φ · 5 · (√fck / 6) · bw · d = 30416.859 kN > 12051.530 kN ∴ **O.K!!**

- 전단철근량 산정

수직 전단철근량 : Av, 간격 : Sv ⇒ Av_{min} = 0.0025×b×Sv , Sv≤ (d/5, 300mm)

수평 전단철근량 : Ah, 간격 : Sh ⇒ Av_{min} = 0.0015×b×Sh , Sh≤ (d/5, 300mm)

Vu = ΦVn = Φ(Vc + Vs)

Sv = 200 mm ≤ d/5, 300mm = 200 mm ∴ **O.K**

d /5 = 2800.0 / 5 = 560 mm

H 19 사용, Av = 6 × 287 = 1,719 mm^2 ≥ 0.0025×b×Sv ∴ **O.K**

0.0025×b×Sv = 0.0025 × 2800 × 200 = 1,400 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200** mm 로 배근

Sh = 200 mm ≤ d/5, 300mm = 200 mm ∴ **O.K**

d /5 = 2800.0 / 5 = 560.000 mm

H 19 사용, Ah = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ 0.0015×b×Sh ∴ **O.K**

0.0015×b×Sh = 0.0015 × 2800 × 200.00 = 840.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

ΦVs = Φ {Av / S1 × (1+ln/d) / 12 + Ah / S2 × (11-ln/d)/12} fy × d = 8182.440 kN

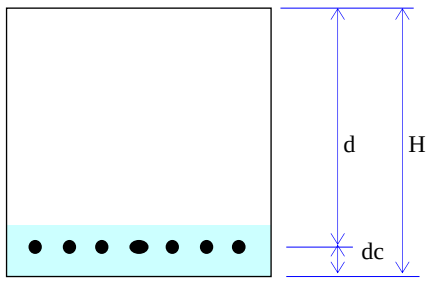
- 전단강도검토

Vu = 12051.530 kN < Φ(Vc + Vs) = 6083.37 + 8182.440 = 14265.812 kN

∴ **O.K**

3) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	3,000	mm,	B =	2,800	mm ,
d =	2,800	mm,	dc =	200	mm ,
Mo =	11,824	kN· m,	As =	40,471	mm^2
N =	21		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √ (1 + (2 · b · d/n · As)) = 658 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 113 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 119 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 86 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 451 mm

최외단철근 평균배근간격; 2800 / 21 = 133.3 mm < 451 mm **O.K!!**

6.2 지점부 (corbel 검토)

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.75 Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2800.00	3000.00	2800.00	200.00	18333.215	12051.530	11824.168

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

Vu = 12051.530 kN

Mu = 18333.215 kN·m

나) corbel 판정

a = Mu / Vu = 18333.215 / 12051.530 = 1.521 m

d = 3.000 - 0.200 = 2.800 m

a / d = 1.521 / 2.800 = 0.543 < 1.0 ∴ **corbel로 검토**

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 12051.530 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 12051.530 = 2410.306 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 18333.215 + 2410.306 × (3.000 - 2.800)

= 18815.276 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$Vn_max \le 0.2 \times fck \times bo \times d \;,\; 5.6 \times bo \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 2{,}800 \times 2{,}800 = 47{,}040$ kN

$\le 5.6 \times 2{,}800 \times 2{,}800 = 43{,}904$ kN

$\Phi Vn_max = 0.75 \times 43904.00 = 32928.000$ kN

$\Phi Vn_max = 32{,}928$ kN $>$ $Vu = 12{,}052$ kN $\therefore$ **O.K!!**

$$A_{vf} = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu} \quad (\Phi v = 0.75,\ \mu = 1.4)$$

$= 12{,}051{,}530 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 28{,}694$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$Mu = 18{,}815$ kN·m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times b}, \quad Mn = \frac{Mu}{\Phi} = A_f \times fy \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[\, d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times b \times \Phi)\,]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times b)}$$

$$= \frac{120}{0.006} = 21{,}460 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$Nu = 2{,}410$ kN

$A_n = Nu / (\Phi \times fy) = 2{,}410 / (0.75 \times 400)$

$= 8034.353$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$A_s \geq (A_f + A_n) , (2/3\ A_{vf} + A_n) , (0.04 \times fck / fy \times b \times d)$

$\geq$ 21460 + 8034 = 29,494 ㎟

$\geq$ 2/3 28694 + 8034 = 27,164 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400 × 2800 × 2800 = 23,520 ㎟

$\therefore$ A_s = 29,494 ㎟

Use As (1단) :	H	29	-	21	EA	=	13490.400	mm^2	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	29	-	21	EA	=	13490.400	mm^2	,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	29	-	21	EA	=	13490.400	mm^2	,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 40471.200 mm^2 [사용률 1.372]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

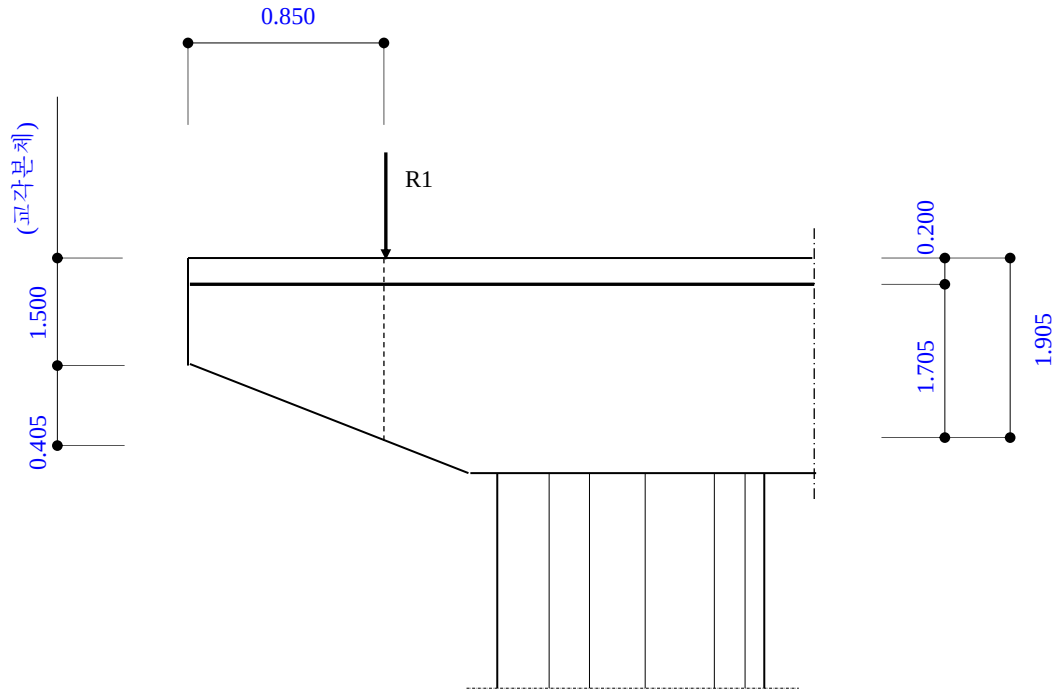
A_h = 0.5 × (As - An) = 0.5 × (29,494 - 8,034)

= 10,730 ㎟

Use	**H**	**19**	-	**6**	EA	×	**9**	단	=	15,471 mm^2

$\therefore$ **O.K!!**

6.3 교좌부 (corbel 검토)



fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.75 Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2800.00	1904.76	1704.76	200.00	163.228	2460.209	11824.168

1) 하중산정

가) 자중

W_{O1} = 1.500 × 0.850 × 2.800 × 24.500 = 87.465 kN

W_{O2} = 1/2 × 0.405 × 0.850 × 2.800 × 24.500 = 11.801 kN

∑ = 99.266 kN

M_{O1} = 87.465 × 0.425 = 37.173 kN.m

M_{O2} = 11.801 × 0.283 = 3.340 kN

∑ = 40.512 kN

나) 상부 고정하중

R_D = 1112.706 kN

다) 상부 활하중

R_D = 325.659 kN

라) 설계하중 (1.6 × 자중 + 1.6 × 고정하중 + 1.6 × 활하중)

V_u = 1.6 × 99.266 + 1.6 × 1112.706 + 1.6 × 325.659

= 2460.209 kN

M_u = 1.6 × 40.512

= 64.820 kN

2) 적용범위 검토

a = Mu / Vu = 64.820 / 2460.209 = 0.026 m

d = 1.905 - 0.200 = 1.705 m

a / d = 0.026 / 1.705 = 0.015 < 1 ∴ **corbel로 검토**

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 2460.209 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 2460.209 = 492.042 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 64.820 + 492.042 × (1.905 - 1.705)

= 163.228 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$Vn_max \le 0.2 \times fck \times bo \times d \;,\; 5.6 \times bo \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 2800.00 \times 1704.76 = 28640.000$ kN

$\le 5.6 \times 2800.00 \times 1704.76 = 26730.667$ kN

$\Phi Vn_max = 0.75 \times 26730.67 = 20048.000$ kN

$\Phi Vn_max = 20048.000$ kN $>$ $Vu = 2460.209$ kN $\therefore$ **O.K!!**

$$A_{vf} = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu} \quad (\Phi v = 0.75,\ \mu = 1.4)$$

$= 2460209.000 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 5857.64$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$Mu = 163.228$ kN·m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times b}, \quad Mn = \frac{Mu}{\Phi} = A_f \times fy \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[\, d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times b \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times b)}$$

$$= \frac{1.677}{0.006} = 299.361 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$Nu = 492.042$ kN

$A_n = Nu / (\Phi \times fy) = 492.042 / (0.75 \times 400)$

$= 1640.140$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$A_s \geq (A_f + A_n) , (2/3\ A_{vf} + A_n) , (0.04 \times fck / fy \times b \times d)$

$\geq$ 299.361 + 1640.140 = 1939.501 ㎟

$\geq$ 2/3 5857.64 + 1640.140 = 5545.233 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400.000 × 2800.000 × 1704.762 = 14320.000 ㎟

$\therefore$ A_s = 14320.000 ㎟

Use As (1단) :	H	29	-	21	EA	=	13490.400	mm^2	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	29	-	21	EA	=	13490.400	mm^2	,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	29	-	21	EA	=	13490.400	mm^2	,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 40471.200 mm^2 [사용률 2.826]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

A_h = 0.5 × (As - An) = 0.5 × (14320.000 - 1640.140)

= 6339.930 ㎟

Use	**H**	**19**	-	**6**	EA	×	**5**	단	=	8595.000 mm^2

$\therefore$ **O.K!!**

7. 기 둥 설 계

7.1 단면력 집계

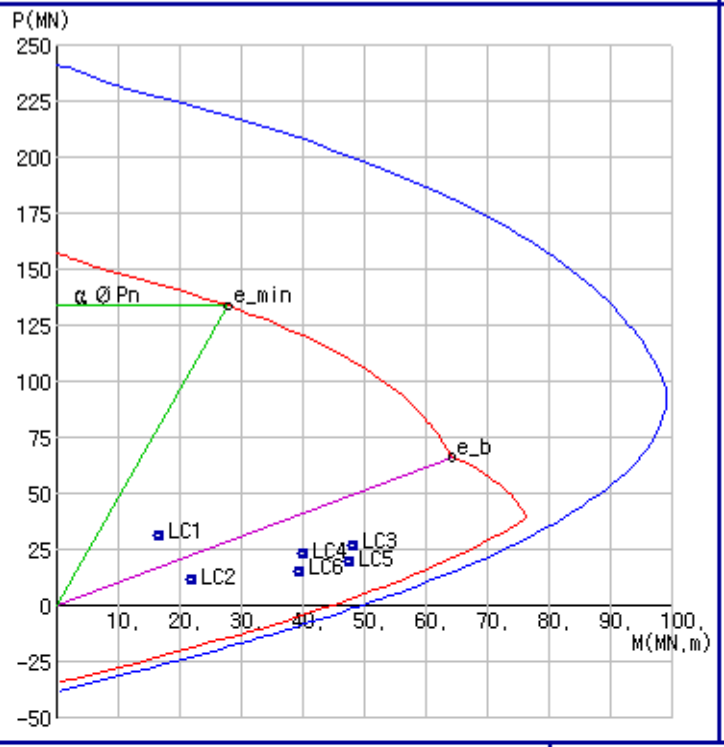
구 분			하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
					교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력		comb 13	31,224	0	851	758	15,454	Load case 1
	최소축력		comb 33	11,108	1,220	946	14,996	15,108	Load case 2
	최 대 모멘트	교축방향	comb 18	26,627	3,178	1,146	41,424	19,824	Load case 3
		교직방향	comb 19	22,686	2,478	787	32,020	21,202	Load case 4
	최 대 편 심	교축방향	comb 34	18,990	3,178	1,146	41,424	19,824	Load case 5
		교직방향	comb 35	15,049	2,478	787	32,020	21,202	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향		comb 23	16,391	1,826	0	22,437	5,021	Load case 7
	교축직각방향		comb 24	16,391	0	2,017	211	33,398	Load case 8
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향		comb 25	16,391	4,484	0	54,802	5,021	Load case 9
	교축직각방향		comb 26	16,391	0	4,954	211	74,719	Load case 10
지 진 시 (소성설계)	교축방향 (R= ####		comb 25	16,391	4,484	0	43,910	4,023	Load case 11
	교축직각방향 (R= ####		comb 26	16,391	0	4,954	169	59,868	Load case 12

7.2 기둥해석

1) 상 시

▶ **P - M 상관도**

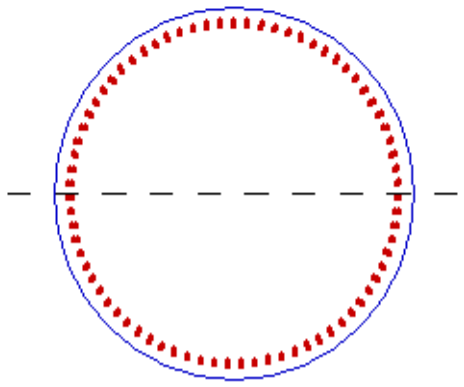
검토단면 : P2(상시)



검 토 조 건

fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27520 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	5.147 E+12 mm⁴
Iy	=	5.147 E+12 mm⁴
Ag	=	8.042 E+06 mm²
Lu	=	12500.0 mm
Kx	=	2.10
Ky	=	2.10
ρ	=	1.198 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 207.976 mm

ØP_min = 133246.400 KN

ØM_min = 27712.040 KN · m

▷ 평형 편심 상태

eb = 974.420 mm

ØPb = 65808.670 KN

ØMb = 64125.270 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 96360.000 mm²

▶ P2(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P2(상시)

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 30 MPa, fy = 400 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 27520 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.90

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 3200.00 mm
철근 피복두께(d') : 139.50 mm
비지지 길이 (Lu) : 12500.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 75ea = 48180.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 75ea = 48180.0 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 96360.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 31223.884 KN

계수모멘트(X) : Mux = 758.326 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 758.326 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 15453.926 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 15453.926 KN·m

X축 세장비 : λx = 32.8
Y축 세장비 : λy = 32.8

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.054
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.054

X축 확대모멘트 : δMux = 799.331 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 16289.558 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 16309.158 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 87.191 °

최 소 편 심 : e_min = 207.98 mm
작 용 편 심 : e = 522.33 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.108 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.716 + 14833.462 + -11105.055 = 100959.122 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.277 + 15599.343 + 13339.961 = 98378.579 KN·m

평 형 편 심 : eb = 974.44 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6519
평 형 축 하 중 : ØPb = 65816.94 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 64134.64 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 2460.22 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 522.33 mm ≒ e = 522.33 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.198 %

Pn = Cc + Cs + Tt = 139287.129 + 18229.483 + -2772.921 = 154743.691 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 61270.316 + 15847.349 + 3709.619 = 80827.283 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00075
εt = 0.00075 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 100583.395 KN ≥ Pu = 31223.884 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 52537.732 KN·m ≥ Mu = 16309.158 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 11108.364 KN

계수모멘트(X) : Mux = 14996.419 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 14996.419 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 15107.828 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 15107.828 KN·m

X축 세장비 : λx = 32.8
Y축 세장비 : λy = 32.8

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.019
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.019

X축 확대모멘트 : δMux = 15275.195 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 15388.675 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 21682.779 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 45.212 °

최 소 편 심 : e_min = 207.97 mm
작 용 편 심 : e = 1951.93 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.118 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.717 + 14828.773 + -11102.668 = 100956.822 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.277 + 15596.744 + 13339.259 = 98375.279 KN·m

평 형 편 심 : eb = 974.43 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6520
평 형 축 하 중 : ØPb = 65822.86 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 64139.72 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1159.706 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1951.933 mm ≒ e = 1951.933 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.198 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.004954 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 52454.169 + 10898.271 + -19740.130 = 43612.310 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 54048.081 + 13385.354 + 17694.860 = 85128.295 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00495
εy = 0.002 < εt = 0.00495 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.896
설계축하중강도 : ØPn = 39084.336 KN ≥ Pu = 11108.364 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 76289.994 KN·m ≥ Mu = 21682.779 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 26626.626 KN

계수모멘트(X) : Mux = 41423.785 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 41423.785 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 19823.913 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 19823.913 KN·m

X축 세장비 : λx = 32.8
Y축 세장비 : λy = 32.8

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.046

Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.046

X축 확대모멘트 : δMux = 43318.796 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 20730.796 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 48023.785 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 25.574 °

최 소 편 심 : e_min = 207.98 mm
작 용 편 심 : e = 1803.60 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.247 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.713 + 14828.480 + -11100.612 = 100958.581 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.276 + 15597.746 + 13337.875 = 98374.894 KN·m

평 형 편 심 : eb = 974.41 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6520
평 형 축 하 중 : ØPb = 65820.88 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 64136.42 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1222.57 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1803.60 mm ≒ e = 1803.60 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.198 %

Pn = Cc + Cs + Tt = 56416.383 + 11287.109 + -19015.126 = 48688.366 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 56441.447 + 13690.860 + 17682.060 = 87814.357 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00455
εy = 0.002 < εt = 0.00455 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.862
설계축하중강도 : ØPn = 41973.814 KN ≥ Pu = 26626.626 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 75703.988 KN·m ≥ Mu = 48023.785 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 22685.995 KN

계수모멘트(X) : Mux = 32019.765 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 32019.765 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 21202.062 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 21202.062 KN·m

X축 세장비 : λx = 32.8
Y축 세장비 : λy = 32.8

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.039
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.039

X축 확대모멘트 : δMux = 33259.395 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 22022.890 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 39889.786 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 33.511 °

최 소 편 심 : e_min = 207.98 mm
작 용 편 심 : e = 1758.34 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.230 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.717 + 14836.260 + -11105.362 = 100961.614 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.276 + 15600.718 + 13339.001 = 98378.995 KN·m

평 형 편 심 : eb = 974.42 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6518
평 형 축 하 중 : ØPb = 65808.67 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 64125.27 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1243.834 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1758.344 mm ≒ e = 1758.344 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.198 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.004414 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 57773.051 + 11418.332 + -18769.098 = 50422.285 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 57213.371 + 13787.520 + 17658.821 = 88659.711 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00441
εy = 0.002 < εt = 0.00441 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.851
설계축하중강도 : ØPn = 42915.872 KN ≥ Pu = 22685.995 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 75460.856 KN·m ≥ Mu = 39889.786 KN·m ∴ O.K

(5) Load Case 5

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 18989.625 KN

계수모멘트(X) : Mux = 41423.785 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 41423.785 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 19823.913 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 19823.913 KN·m

X축 세장비 : λx = 32.8
Y축 세장비 : λy = 32.8

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.032
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.032

X축 확대모멘트 : δMux = 42757.768 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 20462.309 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 47401.823 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 25.574 °

최 소 편 심 : e_min = 207.98 mm
작 용 편 심 : e = 2496.20 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.247 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.713 + 14828.480 + -11100.612 = 100958.581 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.276 + 15597.746 + 13337.875 = 98374.894 KN·m

평 형 편 심 : eb = 974.41 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.6520
평 형 축 하 중 : ØPb = 65820.88 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 64136.42 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 999.395 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2496.196 mm ≒ e = 2496.196 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.198 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.00623 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 42609.391 + 9838.188 + -21552.973 = 30894.607 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 47187.323 + 12479.152 + 17452.531 = 77118.986 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00623
0.005 ≤ εt = 0.00623 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.900
설계축하중강도 : ØPn = 27805.146 KN ≥ Pu = 18989.625 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 69407.085 KN·m ≥ Mu = 47401.823 KN·m ∴ O.K

(6) Load Case 6

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 15048.995 KN

계수모멘트(X) : Mux = 32019.765 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 32019.765 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 21202.062 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 21202.062 KN·m

X축 세장비 : λx = 32.8
Y축 세장비 : λy = 32.8

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.025
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.025

X축 확대모멘트 : δMux = 32831.507 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 21739.562 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 39376.597 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 33.511 °

최 소 편 심 : e_min = 207.98 mm
작 용 편 심 : e = 2616.56 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.230 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.717 + 14836.260 + -11105.362 = 100961.614 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.276 + 15600.718 + 13339.001 = 98378.995 KN·m

평 형 편 심 : eb = 974.42 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6518
평 형 축 하 중 : ØPb = 65808.67 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 64125.27 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 974.517 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2616.56 mm ≒ e = 2616.56 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.198 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.006462 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 41125.807 + 9676.296 + -21856.628 = 28945.475 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 46037.783 + 12327.675 + 17372.109 = 75737.567 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00646
0.005 ≤ εt = 0.00646 -------> 인장지배단면

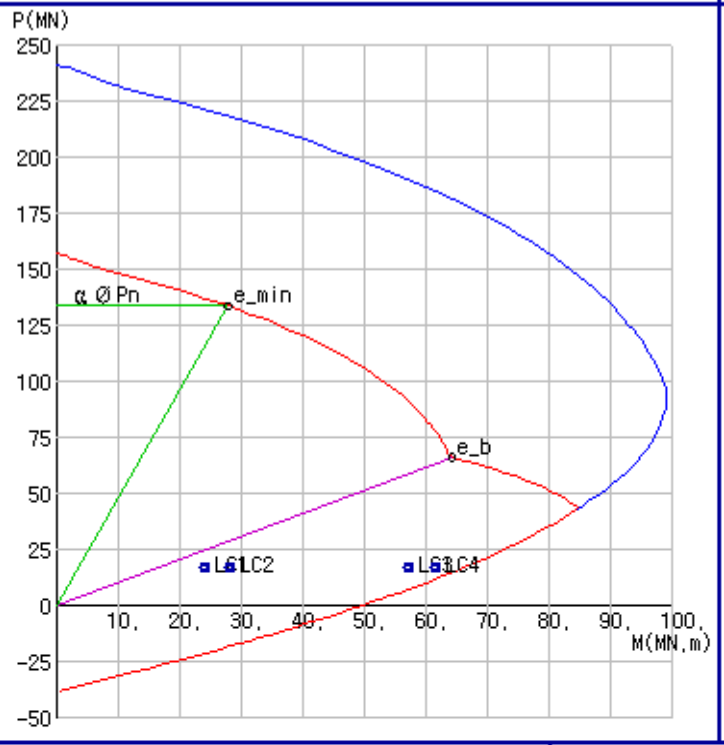
강도 감소 계수 : Ø = 0.900
설계축하중강도 : ØPn = 26050.926 KN ≥ Pu = 15048.995 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 68163.808 KN·m ≥ Mu = 39376.597 KN·m ∴ O.K

7.2 기둥해석

2) 지진시

▶ **P - M 상관도**

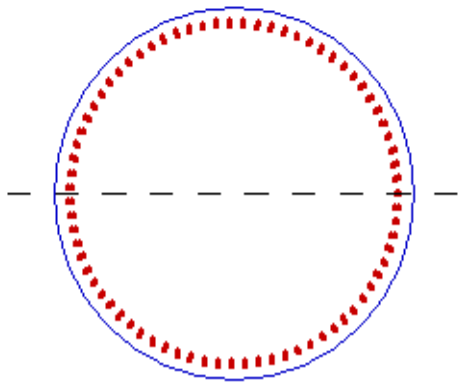
검토단면 : P1(지진시)



검 토 조 건

fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27520 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	5.147 E+12 mm⁴
Iy	=	5.147 E+12 mm⁴
Ag	=	8.042 E+06 mm²
Lu	=	12500.0 mm
Kx	=	2.10
Ky	=	2.10
ρ	=	1.198 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 207.981 mm

ØP_min = 133246.400 KN

ØM_min = 27712.700 KN · m

▷ 평형 편심 상태

eb = 974.403 mm

ØPb = 65898.430 KN

ØMb = 64211.650 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 96360.000 mm²

▶ P2(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P2(지진시)

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 30 MPa, fy = 400 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 27520 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 1.00

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 3200.00 mm
철근 피복두께(d') : 139.50 mm
비지지 길이 (Lu) : 12500.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 75ea = 48180.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 75ea = 48180.0 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 96360.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 16390.571 KN

계수모멘트(X) : Mux = 43909.865 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 43909.865 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 4023.138 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 4023.138 KN·m

X축 세장비 : λx = 32.8
Y축 세장비 : λy = 32.8

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.028
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.028

X축 확대모멘트 : δMux = 45125.020 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 4134.474 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 45314.029 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 5.235 °

최 소 편 심 : e_min = 207.98 mm
작 용 편 심 : e = 2764.64 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.129 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.718 + 14834.988 + -11105.778 = 100959.928 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.277 + 15599.847 + 13339.849 = 98378.973 KN·m

평 형 편 심 : eb = 974.44 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.6526
평 형 축 하 중 : ØPb = 65889.05 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 64204.66 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 946.877 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2764.64 mm ≒ e = 2764.64 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.198 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.006739 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 39496.933 + 9478.710 + -22148.985 = 26826.658 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 44739.996 + 12143.849 + 17282.210 = 74166.054 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00674
0.005 ≤ εt = 0.00674 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000
설계축하중강도 : ØPn = 26826.658 KN ≥ Pu = 16390.571 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 74166.054 KN·m ≥ Mu = 45314.029 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 16390.571 KN

계수모멘트(X) : Mux = 168.990 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 168.990 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 59868.452 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 59868.452 KN·m

X축 세장비 : λx = 32.8
Y축 세장비 : λy = 32.8

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.028
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.028

X축 확대모멘트 : δMux = 173.667 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 61525.242 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 61525.487 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 89.838 °

최 소 편 심 : e_min = 207.98 mm
작 용 편 심 : e = 3753.71 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1836.292 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 97230.690 + 14829.450 + -11100.749 = 100959.391 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 69439.275 + 15598.285 + 13337.598 = 98375.155 KN·m

평 형 편 심 : eb = 974.40 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6527

평 형 축 하 중 : ØPb = 65898.08 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 64211.31 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 829.826 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 3753.712 mm ≒ e = 3753.712 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.198 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 24127.432 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.008116 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 32748.444 + 8627.776 + -23529.939 = 17846.282 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 38957.302 + 11298.342 + 16734.162 = 66989.803 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00812
0.005 ≤ εt = 0.00812 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000
설계축하중강도 : ØPn = 17846.282 KN ≥ Pu = 16390.571 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 66989.803 KN·m ≥ Mu = 61525.487 KN·m ∴ O.K

7.3 소성힌지력 검토

7.3.1 기둥단면 환산

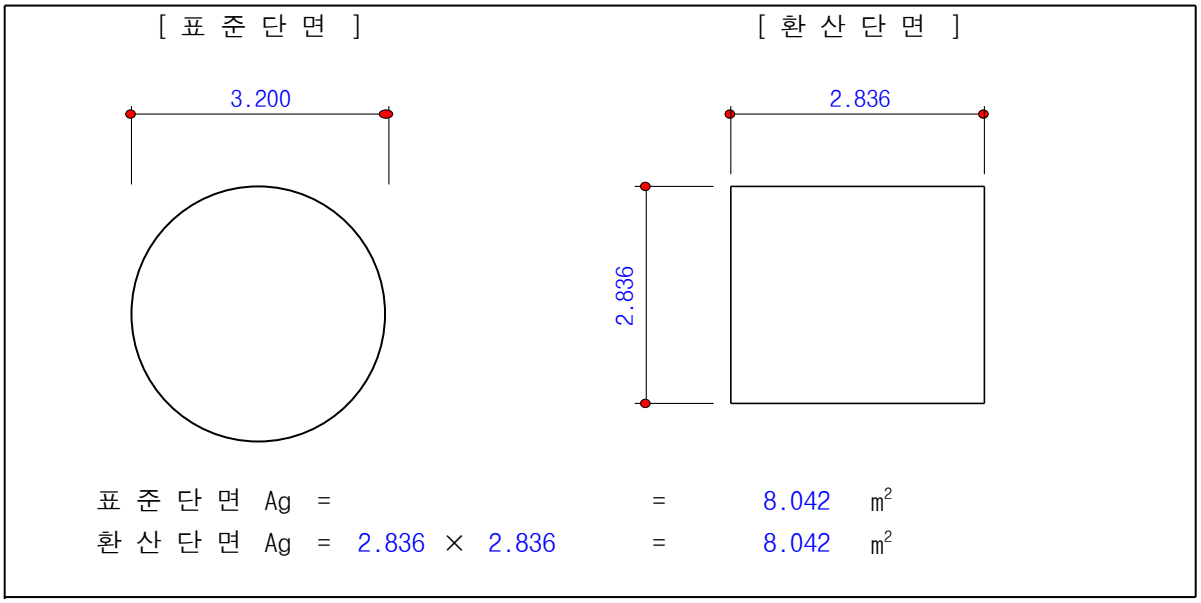


표 준 단 면 Ag = = 8.042 m^2

환 산 단 면 Ag = 2.836 × 2.836 = 8.042 m^2

7.3.2 철근단면 환산

1) 철근배근

∴ USE Ast = H 29 × 75 EA = 481.860 cm^2

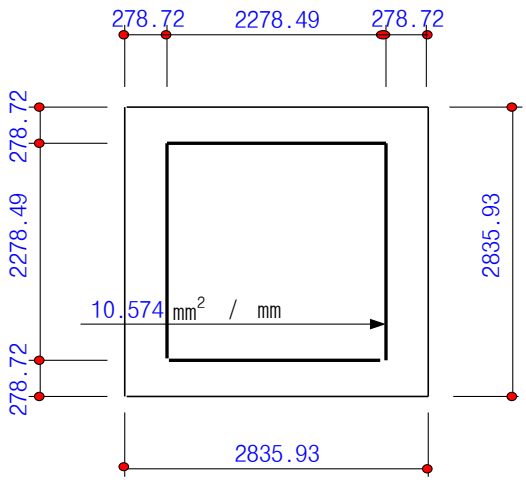
H 29 × 75 EA = 481.860 cm^2

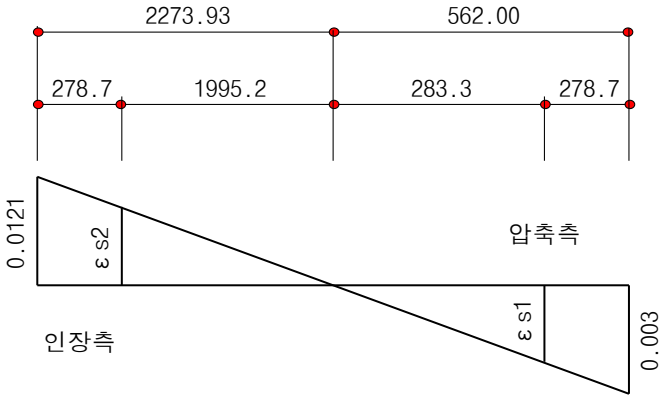
963.720 cm^2

▶ **환산단면에 대한 철근배치**

환산단면의 중심선 길이 L = 2278.49 × 4 = 9113.9577 mm

As = 96372 / 9113.958 = 10.574 mm^2 / mm





7.3.3 공칭 휨강도 검토

▶ **기둥파괴시 변형율은 압축연단에서 0.003(압축)이고, 인장연단에서 0.012 (인장)으로 가정**

▶ **지진시 축력**

Pu = 16390.571 KN

▶ **압축연단에서 철근변형률(εs1)**

철근변형률(εs1) = 0.003 x 283.28 / 562.00 = 0.00151

(0.00151 + 0.000) / 2 = 0.00076

εs1 < εy = 400 / 200000 이므로 fs1 = εs1 x Es = 0.00151 x 200000 = 302.433 Mpa

fs1' = εs1' x Es = 0.00076 x 200000 = 151.217 Mpa

▶ **인장연단에서 철근변형률(εs2)**

철근변형률(εs2) = 0.012 x 1995.21 / 2273.93 = 0.01065

(0.00200 + 0.000) / 2 = 0.00100

εs1 > εy = 400 / 200000 = 0.002 이므로 fs2 = fy = 400.000 Mpa

fs2' = εs2' x Es = 0.00100 x 200000 = 200.000 Mpa

▶ **콘크리트 압축력(Fc)**

a =β1 x c = 0.836 x 506.76 = 423.65

Fc = a x b x (0.85 x fck) = 423.65 x 2835.93 x 0.85 x 30.0 = 30636.9 KN

인장 철근의 Fs2 = As x fs2 = 24092.75 x 400.000 = 9637.1 KN

34271.37 x 400.000 = 13708.5 KN

7923.39 x 200.000 = 1584.7 KN

계 = 24930.3 KN

Fc의 계산에서 압축철근이 차지하는 면적을 포함하기 때문에 계산되는 추가적인 힘을 상쇄하기 위해서
압축철근의 응력이 0.85fck만큼 줄어들면 되므로

Fs1 = As x (fs1 − 0.85fck) = 24092.75 x (302.43 − 0.85 x 30.0) = 6672.1 KN

0.00 x (302.43 − 0.85 x 30.0) = 0.0 KN

5990.74 x (151.22 − 0.85 x 30.0) = 753.1 KN

계 = 7425.2 KN

▶ **공칭 축력(Pn)**

∑F =0 에서 Pn = 30636.9 + 7425.2 − 24930.3 ∴ Pn = 13131.8 KN

▶ **공칭 휨강도(Mn)**

∑M =0 에서 0 = − 13131.8 x 856.0 + Mn − 30636.9 x 350.2 −

(6672.1 x 283.3 + 0.0 x 0.0 + 753.1 x 188.9)

− (9637.1 x 1995.2 + 13708.5 x 1184.9 + 1584.7 x 249.8)

∴ Mn = 59868.5 KN-m

▶ **최대소성힌지력(V)** 59868.5 / 12.500 x 1.312 = 6285.7 KN

▶ **탄성설계지진력(V)** (내진계산서 참조) = 4953.5 KN

7.3.4 소성힌지철근 검토

1) 소요응답수정계수

Rreq = Mel / ϕMn = 74719.3 / 59868.5 (ϕ = 1.0) = 1.248

2) 소요변위연성도(μ Δ)

▶ T = 1.8336 > 0.44 x 1.25 = 0.55 λ_{DR} = 1.0

μΔ = λ_{DR} x R_{req} = {(1 − 1 / R_{req}) x 1.25Ts / T + 1 / R_{req}} x Rreq = 1.248

3) 소요곡률연성도(μ ϕ)

μϕ = [μΔ −0.5 x { 0.7 + 0.75 x (h / Ls)] / { 0.13 x (1.1 + h / Ls)} = 4.550

4) 심부구속 횡방향 철근 Asp 산정(원형기둥)

$$\rho s = \frac{4 \times Asp}{ds \times s}, \quad a = 150 \text{ mm}$$

$$Asp = \frac{\rho s \times ds \times s}{4} = 102.598 \text{ ㎟}$$

ρs = 0.008 x α x β x fck / fyh + ɣ = 0.0010

α = 3 x (μϕ + 1) x Pu / (fck x Ag) + 0.8 x μϕ − 3.5 = 1.271

β = fy / 350 − 0.12 = 1.023

ɣ = 0.1 x (ρl − 0.01) = 0.00020

				Req As	
사용 철근량	H 25 × 1.0 ea	=	506.700 ㎟		
	H 22 × 0.0 ea	=	0.000 ㎟		
			506.700	> 102.598 ㎟	O.K

5) 전단설계

기둥에 발생하는 전단력 V = 4953.520 KN

Vn = Vc + Vs + Vp

Vc = k x √fck x Ae = 10572.1 KN

k = 0.3 − 0.1 x (μΔ − 2) = 0.30000

Vs = (π / 2) x Asp x fyh x Dc / s (원형기둥) = 6610.4 KN

= 6610.4 kN

Vp = 0.15 x Pu x h / Ls = 557.8 KN

Vn = Vc + Vs + Vp = 17740.3 KN

17740.3 KN > 4953.5 KN O.K

7.3.5 일반구간 횡방향철근 검토

기둥에 발생하는 전단력 V = 4953.520 KN (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Zs = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{3200}{2} - 140\right) = 929.8 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Zs = \frac{3200}{2} + 929.783 = 2529.78 \text{ mm}$$

Vn = Vmax / Φ = 4953.520 / 1 = 4953.520 KN

Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d = 1/6 × √ 30.00 × 3200.0 × 2529.78 / 1000
= 7389.970 KN

Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d = **7389.970** KN > Vn = **4953.520** KN

1/2×Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d × 1/2 = **3694.985** KN < Vn = **4953.520** KN

∴ **최소전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 300.0 ㎜

· Req. As
- 0.35 bw s / fy = 840.00 ㎟ **(최소전단철근 필요시)**
- Vs s / (ϕv fy d) = 0.00 ㎟ **(전단철근 필요시)**

∴ USE Av = H 25 × 2 ea = 1013.400 ㎟

1013.400 ㎟ > 840.000 ㎟ O.K

7.3.6 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

부재최소단면치수의 1/4 = 800.000
축방향 철근지름의 6배 = 174.000

중 작은값이므로 174 mm 를 초과하지 않아야 한다.

- 기둥에서의 단부구역 길이

· 기둥의 최대단면치수 = 3200.000
· 기둥 순높이의 1/6 = 1583.333
· 45 cm 이상 = 450.000

중 큰값이므로 3200 mm 이상 설치한다.

- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

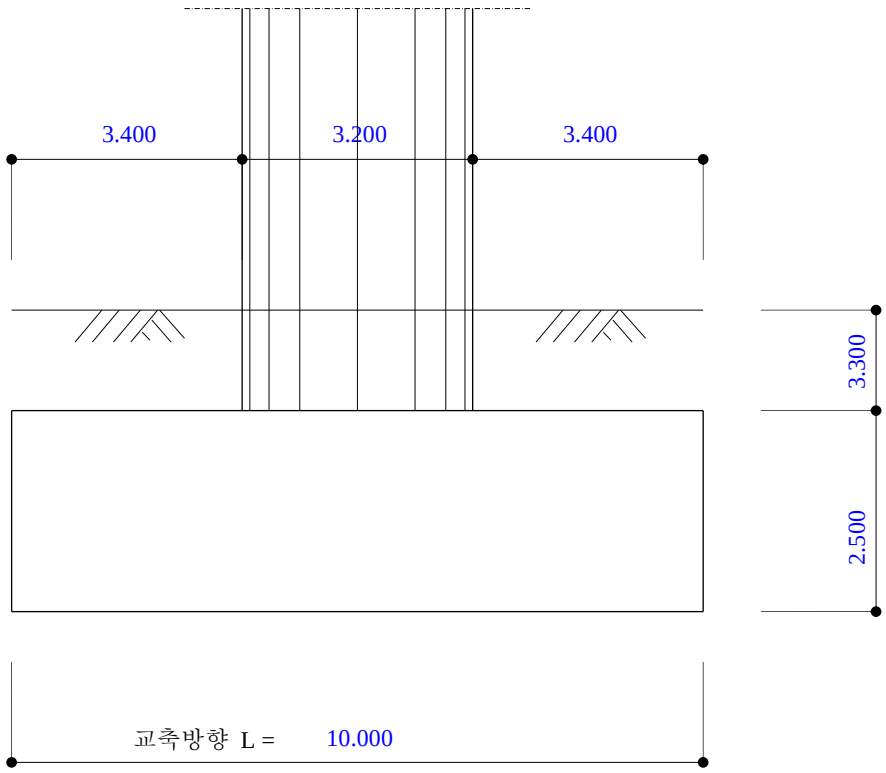
· 기둥치수의 0.5배이상연장 = 1600.000
· 38 cm 이상 = 380.000

중 큰값이므로 1600 mm 이상 설치한다.

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



교축직각방향 B = 10.000 m

가) 기초의 자중

	10.000	×	2.500	×	10.000	×	24.500	=	6125.000 kN
						∑		=	6125.000 kN

나) 흙의 자중

	10.000	×	3.300	×	10.000	×	19.000	=	6270.000	kN
-	π	×	3.200	²/4	×	3.300	×	19.000	=	-504.263 kN
							∑	=	5765.737	kN

다) 기초, 흙의 자중

∑ V2 = 6125.000 + 5765.737 = 11890.74 kN

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 50	1000.000	18905.416	14684.350	
적 용	**combo 50**	**1000.000**	**18905.416**	**14684.350**	
평상시 최대모멘트	combo 52	1841.109	13885.456	18529.181	
적 용	**combo 52**	**1841.109**	**13885.456**	**18529.181**	
지진시	combo 56	4953.520	16395.436	74756.626	R= 1.0 적용

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 48	2294.107	18905.416	29833.794	
적 용	**combo 48**	**2294.107**	**18905.416**	**29833.794**	
평상시 최대모멘트	combo 48	2294.107	18905.416	29833.794	
적 용	**combo 48**	**2294.107**	**18905.416**	**29833.794**	
지진시	combo 55	4484.260	16395.436	54801.555	R= 1.0 적용

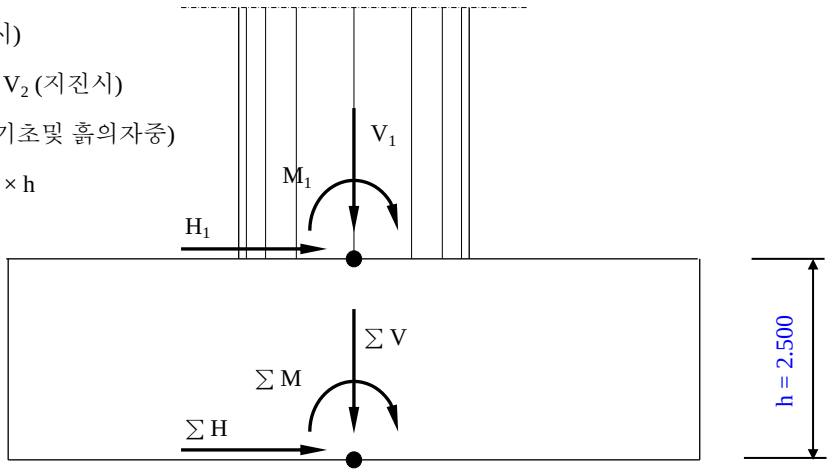
3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

$\sum H = H_1$ (평상시)

$\sum H = H_1 + K_h \times V_2$ (지진시)

$\sum V = V_1 + V_2$ (기초및 흙의자중)

$\sum M = M_1 + \sum H \times h$



가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	1000.000	30796.153	17184.350	0.558	
평상시 최대모멘트	1841.109	25776.193	23131.954	0.897	
지진시	4953.520	28286.173	87140.426	3.081	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	2294.107	30796.153	35569.062	1.155	
평상시 최대모멘트	2294.107	30796.153	35569.062	1.155	
지진시	4484.260	28286.173	66012.205	2.334	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

$Qu = A' \times [\ \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma 1 \cdot B' \cdot Nr + q \cdot Nq\ ]$

N = 50 (기초지반은 지질주상도 참조)

α=	1.0 + 0.3 B/L =	1.0	+	0.3	×	10.000	/	10.000	=	1.300	m
β=	0.5 - 0.1 B/L =	0.5	-	0.1	×	10.000	/	10.000	=	0.400	m

q = γ2 × Df = 11.0 × 5.800 = 63.800 kN/m²

Φ= 31.00 ° (지반조사 보고서 참조)

C = 29 kN/㎡ (지반조사 보고서 참조)

지지력계수 Nc = **40.60** Nq = **25.49** Nr = **23.61**

가) 평 상 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭	B'=	B - 2eb =	10.000	- 2	×	0.897	=	8.205	m	
	L'=	L - 2el =	10.000	- 2	×	1.155	=	7.690	m	
유효재하면적	A' = B' × L'		=	8.205	×	7.690	=	63.096	m²	

지반의 극한지지력

Qu = 63.096 × [1.300 × 29.000 × 40.600 + 0.400 × 11.0 × 8.205 × 23.61 + 63.800 × 25.49] = 252,968 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/3 = 252,968 / 3 = 84,323 kN

Qa = 84,323 kN > Vmax = 30,796 kN - O.K -

나) 지 진 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 10.000 - 2 × 3.081 = 3.839 m

L'= L - 2el = 10.000 - 2 × 2.334 = 5.333 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 3.839 × 5.333 = 20.473 m²

지반의 극한지지력

Qu = 20.473 × [1.300 × 29.000 × 40.600 + 0.400 × 11.0 × 3.839 × 23.61 + 63.800 × 25.49] = 72,796 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/2 = 72,796 / 2 = 36,398 kN

Qa = 36,398 kN > Vmax = 28,286 kN - O.K -

2) 최대 지반반력에 대한 검토

평상시 최대지반반력 -	700.00 kN/m²	지진시 최대지반반력 -	1050.00 kN/m²

가) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 30796.153 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.558) / 10.000 }

qmax = 411.068 kN/m²

qmin = 204.855 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 25776.193 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.897) / 10.000 }

qmax = 396.554 kN/m²

qmin = 118.970 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 3.081 > B / 6 = 1.667

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B } , (e < B/6 일경우)

= 28286.173 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 3.081) / 10.000 }

= 805.704 , -239.981

q = 2∑V/Lx , (e > B/6 일경우)

= 56572.345 / (10.000 × 5.758) = 982.503 kN/m²

qmax = 982.503 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² qa = 1050.00 kN/m² - O.K -

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 30796.153 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.155) / 10.000 }

qmax = 521.376 kN/m²

qmin = 94.547 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 30796.153 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.155) / 10.000 }

qmax = 521.376 kN/m²

qmin = 94.547 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 2.334 > L / 6 = 1.667

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L } , (e < B/6 일경우)

= 28286.173 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.334) / 10.000 }

= 678.935 , -113.212

q = 2∑V/Bx , (e > B/6 일경우)

= 56572.345 / (10.000 × 7.999) = 707.259 kN/m²

qmax = 707.259 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² qa = 1050.00 kN/m² - O.K -

3) 전도에 대한 검토

기초저면에 대한 하중의 작용위치는 기초 외연단에서 측정하여
저면폭의 1/6(평상시), 1/3(지진시)보다 내측에 있어야 한다.

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 0.897 m

B/6 = 10.000 / 6 = 1.667 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 3.081 m

B/3 = 10.000 / 3 = 3.333 m - O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 1.155 m

L/6 = 10.000 / 6 = 1.667 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 2.334 m

L/3 = 10.000 / 3 = 3.333 m - O.K -

4) 활동에 대한 검토

기초 저면에 작용하는 수평하중에 대해서 저면 지반 안전율은
평상시 1.5 , 지진시 1.2 이상으로 한다.

$Hu = Cb \cdot A' + V \cdot \tan\Phi b$

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력

A' : 유효재하면적

V : 연직하중(부력을 뺀값)

Φb: 기초저면과 지반과의 마찰각

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu = 25776.193 × 0.377 = 9717.625 kN

Hu / H = 9717.6 / 1841.109 = 5.278 > 1.5 - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu = 28286.173 × 0.377 = 10663.887 kN

Hu / H = 10663.9 / 4953.52 = 2.153 > 1.2 - O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu = 30796.15 × 0.377 = 11610.150 kN

Hu / H = 11610.1 / 2294.11 = 5.061 > 1.5 - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu = 28286.17 × 0.377 = 10663.887 kN

Hu / H = 10663.9 / 4484.26 = 2.378 > 1.2 - O.K -

9. 기초의 계수하중 산정

9.1 계수하중산정

1) 상부 반력 집계표

가) 교축직각방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 13	851.386	31223.884	15453.926	
적 용	comb 13	851.386	31223.884	15453.926	
평상시 최대모멘트	comb 22	787.3	22685.995	21202.062	
적 용	comb 22	787.3	22685.995	21202.062	
지진시	comb 26	4953.520	16390.571	74719.342	R= 1.0 적용

나) 교축방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 13	0.000	31223.884	758.326	
적 용	comb 13	0.000	31223.884	758.326	
평상시 최대모멘트	comb 18	3178.33	26626.626	41423.785	
적 용	comb 18	3178.33	26626.626	41423.785	
지진시	comb 25	4484.260	16390.571	54802.089	R= 1.0 적용

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우 , 평상시)

∑= 11890.737 × 1.6 = 19025.179 kN

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우 , 평상시)

∑= 11890.737 × 1.35 = 16052.495 kN

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우 , 지진시)

∑= 11890.737 × 1.0 = 11890.737 kN

∑= 6125.000 × 0.154 = 943.250 kN

가) 교축직각방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	851.386	50249.063	17582.391	0.350	
평상시 최대모멘트	787.300	38738.490	23170.312	0.598	
지진시	5896.770	28281.308	89461.267	3.163	

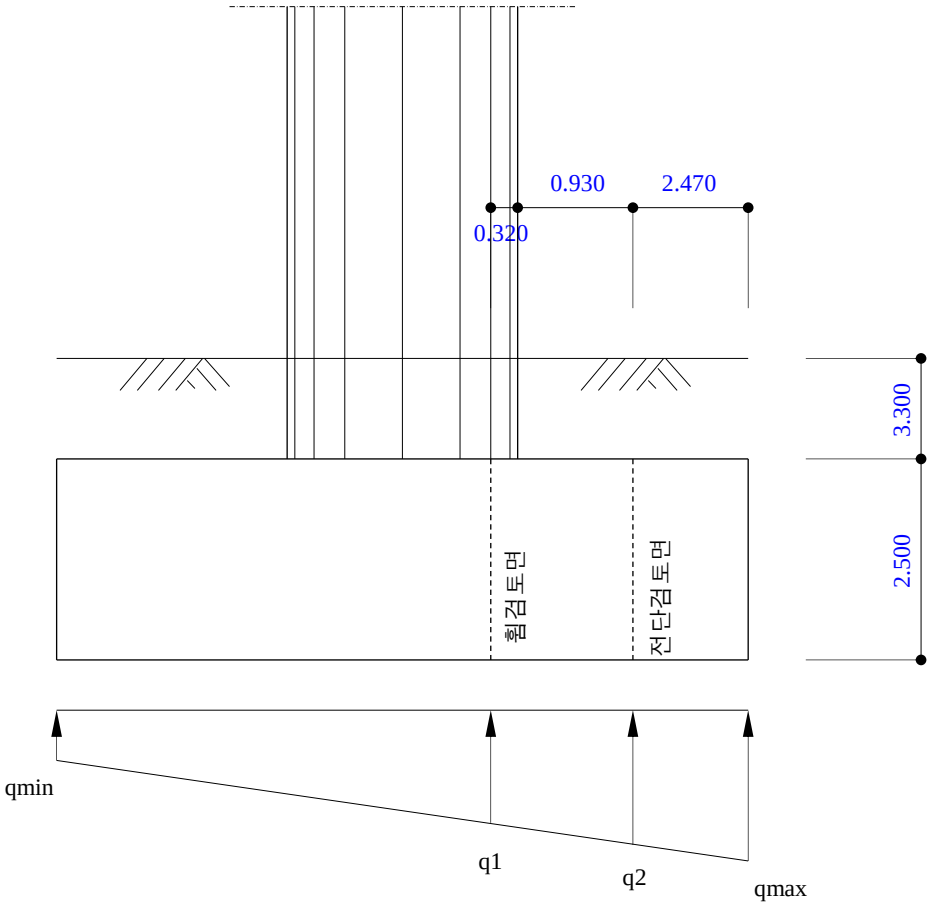
나) 교축방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	0.000	50249.063	758.326	0.015	
평상시 최대모멘트	3178.330	42679.121	49369.610	1.157	
지진시	5427.510	28281.308	68370.864	2.418	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 30796.153 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.558) / 10.000 }

qmax = 411.068 kN/m² q1 = 334.357 kN/m²

qmin = 204.855 kN/m² q2 = 360.133 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 25776.193 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.897) / 10.000 }

qmax = 396.554 kN/m² q1 = 293.293 kN/m²

qmin = 118.970 kN/m² q2 = 327.991 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 28286.173 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 3.081) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 56572.345 / (10.000 × 5.758) = 982.503 kN/m²

qmax = 982.503 kN/m² q1 = 1071.576 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 1284.868 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 411.068 + 334.357) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

= 2243.532 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(411.068 + 360.133) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 801.146 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 396.554 + 293.293) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

= 2081.872 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(396.554 + 327.991) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 743.525 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 982.503 + 1071.576) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

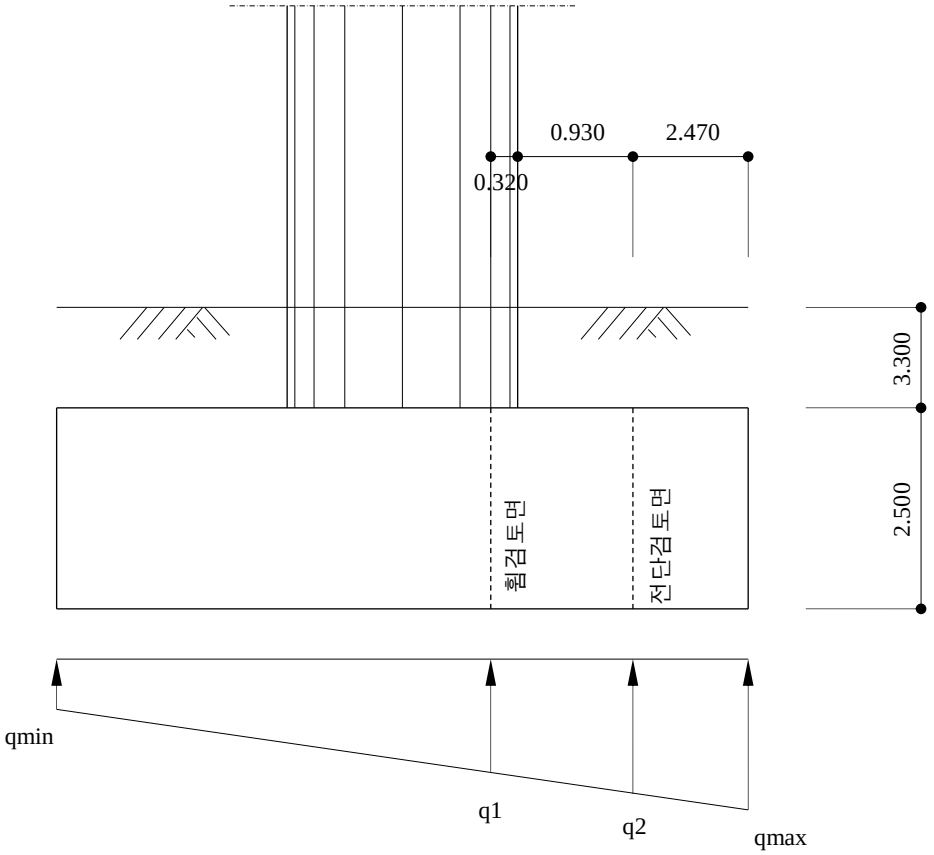
= 6579.771 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(982.503 + 1284.868) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 2648.915 kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 50249.063 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.350) / 10.000 }

qmax = 607.985 kN/m² q1 = 529.497 kN/m²

qmin = 396.996 kN/m² q2 = 555.871 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 38738.490 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.598) / 10.000 }

qmax = 526.407 kN/m² q1 = 422.974 kN/m²

qmin = 248.363 kN/m² q2 = 457.730 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 28281.308 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 3.163) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 56562.615 / (10.000 × 5.510) = 1026.506 kN/m²

qmax = 1026.506 kN/m² q1 = 333.501 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 566.366 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 607.985 + 529.497) -

1.60 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 3347.664 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(607.985 + 555.871) - 1.60 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 1195.302 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 526.407 + 422.974) -

1.35 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 2831.626 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(526.407 + 457.730) - 1.35 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 1011.171 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 1026.506 + 333.501) -

1.0 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 5080.454 kN·m

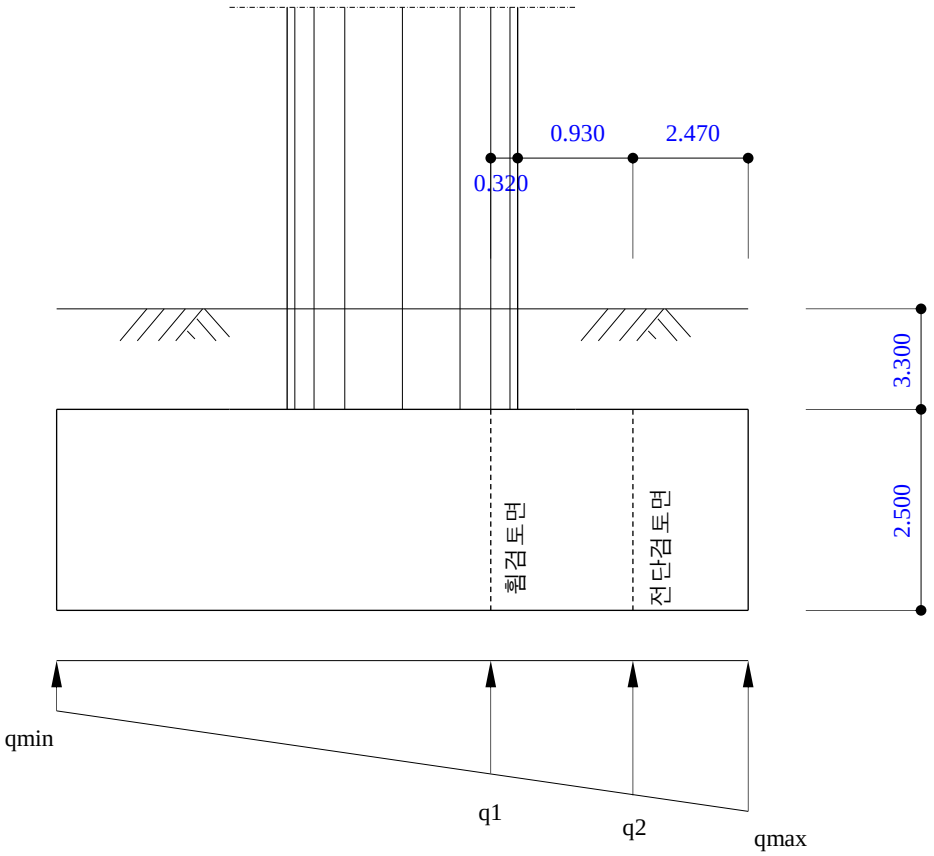
Sd= 2.470 / 2 ×(1026.506 + 566.366) - 1.0 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 1815.909 kN·m

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 30796.153 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.155) / 10.000 }

qmax = 521.376 kN/m² q1 = 362.596 kN/m²

qmin = 94.547 kN/m² q2 = 415.949 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 30796.153 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.155) / 10.000 }

qmax = 521.376 kN/m² q1 = 362.596 kN/m²

qmin = 94.547 kN/m² q2 = 415.949 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 28286.173 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.334) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 56572.345 / (10.000 × 7.999) = 707.259 kN/m²

qmax = 707.259 kN/m² q1 = 378.335 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 488.860 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 521.376 + 362.596) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

= 2817.492 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(521.376 + 415.949) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 1006.309 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 521.376 + 362.596) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

= 2817.492 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(521.376 + 415.949) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 1006.309 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 707.259 + 378.335) -

2.500 × 3.720² / 2 × 24.5 × 1.000

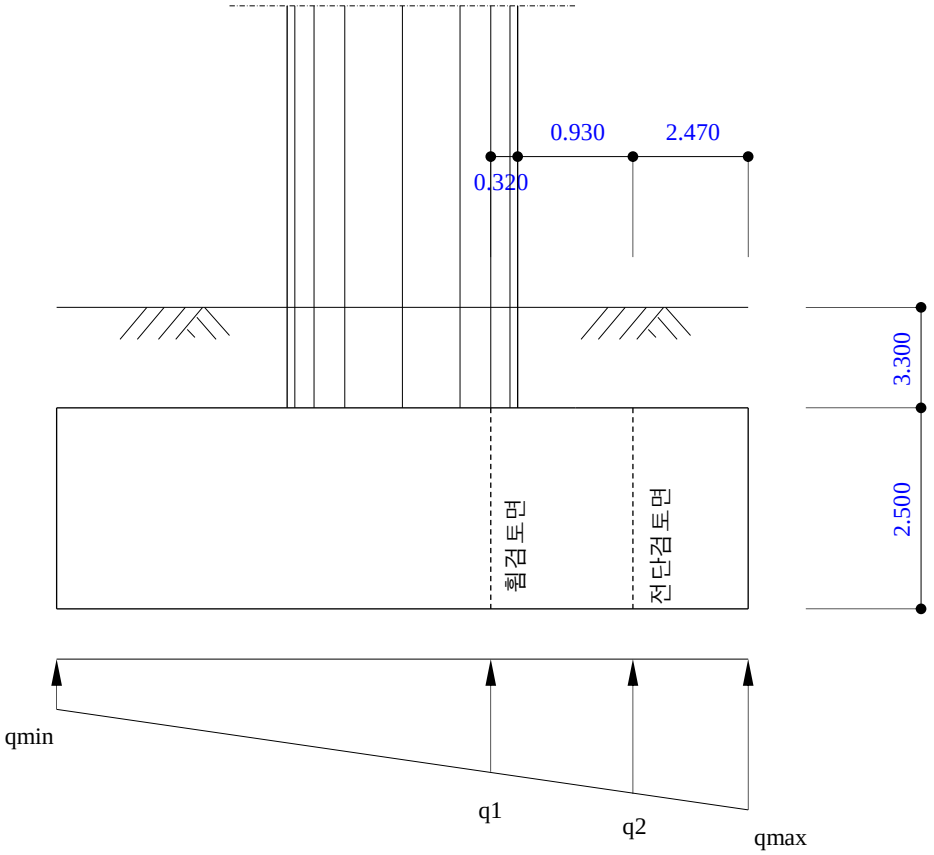
= 3711.234 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(707.259 + 488.860) - 2.500 × 2.470 ×

24.5 × 1.000

= 1325.920 kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 50249.063 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.015) / 10.000 }

qmax = 507.041 kN/m² q1 = 503.655 kN/m²

qmin = 497.941 kN/m² q2 = 504.793 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 42679.121 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.157) / 10.000 }

qmax = 723.009 kN/m² q1 = 502.623 kN/m²

qmin = 130.574 kN/m² q2 = 576.677 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 28281.308 / (10.000 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.418) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 56562.615 / (10.000 × 7.747) = 730.084 kN/m²

qmax = 730.084 kN/m² q1 = 379.527 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 497.321 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 507.041 + 503.655) -

1.6 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 2822.426 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(507.041 + 504.793) - 1.6 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 1007.554 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 723.009 + 502.623) -

1.35 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 3922.213 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(723.009 + 576.677) - 1.35 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 1400.874 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.720² / 6 ×(2 × 730.084 + 379.527) -

1.0 × 2.500 × 3.720² / 2 × 24.5

= 3819.269 kN·m

Sd= 2.470 / 2 ×(730.084 + 497.321) - 1.0 × 2.500 ×

2.470 × 24.5

= 1364.558 kN

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 B = 10.000 m

2) 교축방향 B = 10.000 m

β = 1.000

Asm = 2 / (β + 1) = 1.000 Ass

* 긴변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.4 유효폭을 고려하지 않은 단면력

		교 축 직 각 방 향	교 축 방 향
사용하중	모 멘 트(KN·m)	**2243.532**	**2817.492**
계수하중	전 단 력(KN)	**1815.909**	**1400.874**
	모 멘 트(KN·m)	**5080.454**	**3922.213**

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

.

10.5 유효폭을 고려한 단면력

		교 축 직 각 방 향 kN/m²	교 축 방 향 kN/m²
사용하중	모 멘 트(KN·m)	**2243.532**	**2817.492**
계수하중	전 단 력(KN)	**1815.909**	**1400.874**
	모 멘 트(KN·m)	**5080.454**	**3922.213**

10.6 기초 단면 검토

1) 교축직각방향

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.90 Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2500.00	2355.90	144.10	5080.454	1815.909	2243.532

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	29	-	8	EA	=	5139.200	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 9192.800 mm^2 [사용률 1.503]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 144.201 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03797 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.90 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 6114.689 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 94293.18 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 8245.67 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 8152.92 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 146.616 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 7554.044 kN · mm

ΦMn > Mu (= 5080.454 kN · m) [사용률 = 1.487] ∴ **O.K!!**

<3차현장자문회의 결과 반영>

나) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

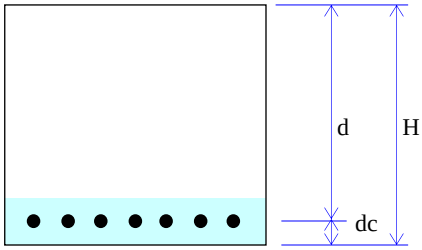
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2355.90 / 1000

= 1828.04 kN

ΦVc= 1828.04 > Vu = 1815.909 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	2355.90	mm,	dc =	144.10	mm ,
Mo =	2243.532	kN· m,	As =	9192.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √ (1 + (2 · b · d/n · As)) = 490.036 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 111.310 Mpa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 113.940 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.500 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 477.402 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 477 mm **O.K!!**

2) 교축방향

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.90 Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2500.00	2356.69	143.31	3922.213	1400.874	2817.492

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2	,	d1 =	100 mm
Use As (2단)	:	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm^2	,	d2 =	200 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2	,	d2 =	0 mm

→ Use As (total) = 7150.400 mm^2 [사용률 1.523]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 112.163 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.04970 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.90 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 4696.429 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 94324.63 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 8248.42 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 6261.90 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 114.041 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 5919.681 kN · mm

ΦMn > Mu (= 3922.213 kN · m) [사용률 = 1.509] ∴ **O.K!!**

나) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

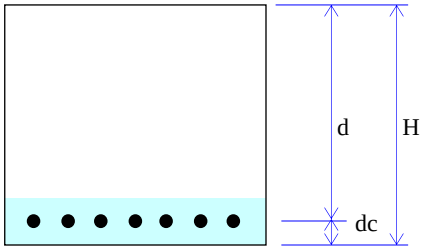
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2356.69 / 1000

= 1828.65 kN

ΦVc= 1828.65 > Vu = 1400.874 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	2356.69	mm,	dc =	143.31	mm ,
Mo =	2817.492	kN· m,	As =	7150.400	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √ (1 + (2 · b · d/n · As)) = 438.233 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 178.246 Mpa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 172.979 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.500 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 236.508 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 237 mm **O.K!!**

10.7 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 기둥검토

가) 최대반력 산정

▣ 최대 연직하중(V_u) : 31223.884 kN

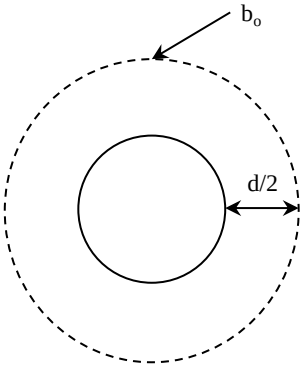
▣ 펀치 전단 검토위치 : 기둥전면 d/2

▣ 위험단면 길이(b_o)

b_o = $2 \times \pi \times (r + d/2)$

= $2\pi \times ($ 1.600 + 1.178 $)$

= 17.454 m



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

▣ β_c = 1.000 (짧은변에 대한 긴 변의 비) , a_s = 40

▣ 공칭전단강도 V_c

V_{c1} = $1/6 \text{ x } (1 + 2/\beta_c) \text{ x } \sqrt{(f_{ck})} \text{ x } b_o \text{ x } d$

= $1/6 \times ($ 1 + 2 $) \times$ 5477.226 × 17.454 × 2.356

= 112611.655 kN

V_{c2} = $1/6 \text{ x } (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \text{ x } \sqrt{(f_{ck})} \text{ x } b_o \text{ x } d$

= $1/6 \times ($ 1 + 2.700 $) \times$ 5477.226 × 17.454 × 2.356

= 138887.708 kN

V_{c3} = $1/3 \text{ x } \sqrt{(f_{ck})} \text{ x } b_o \text{ x } d$

= $1/3 \times$ 5477.226 × 17.454 × 2.356

= 75074.437 kN

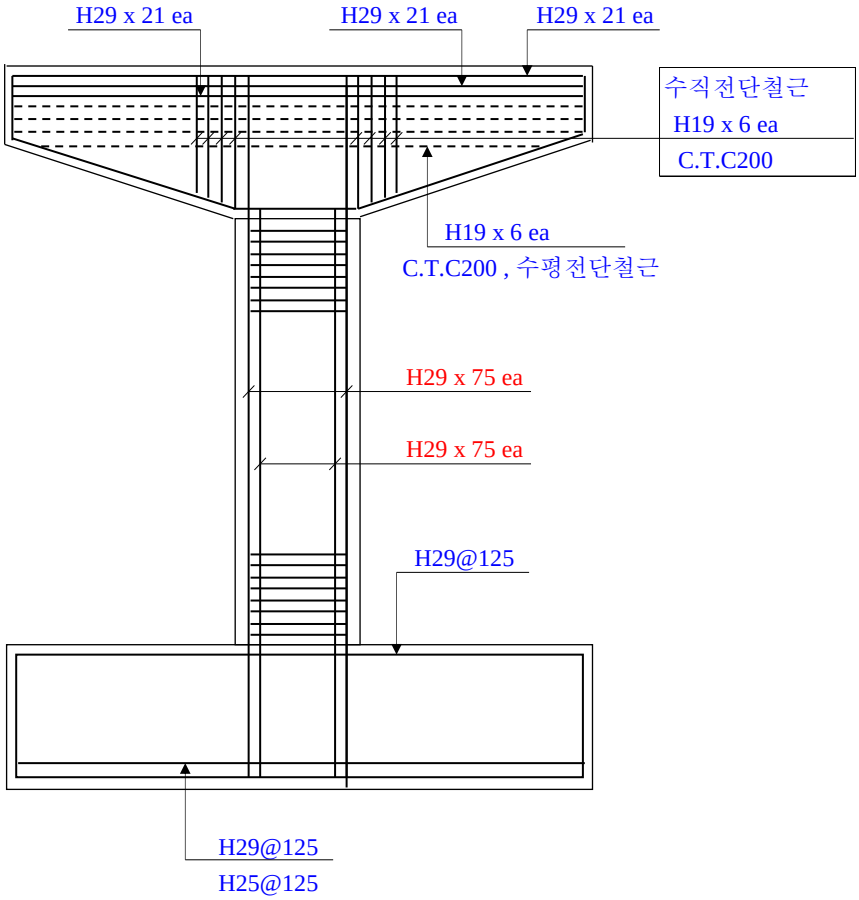
☞ Min (V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 75074.437 kN

∴ ΦV_c = 0.85 × 75074.437

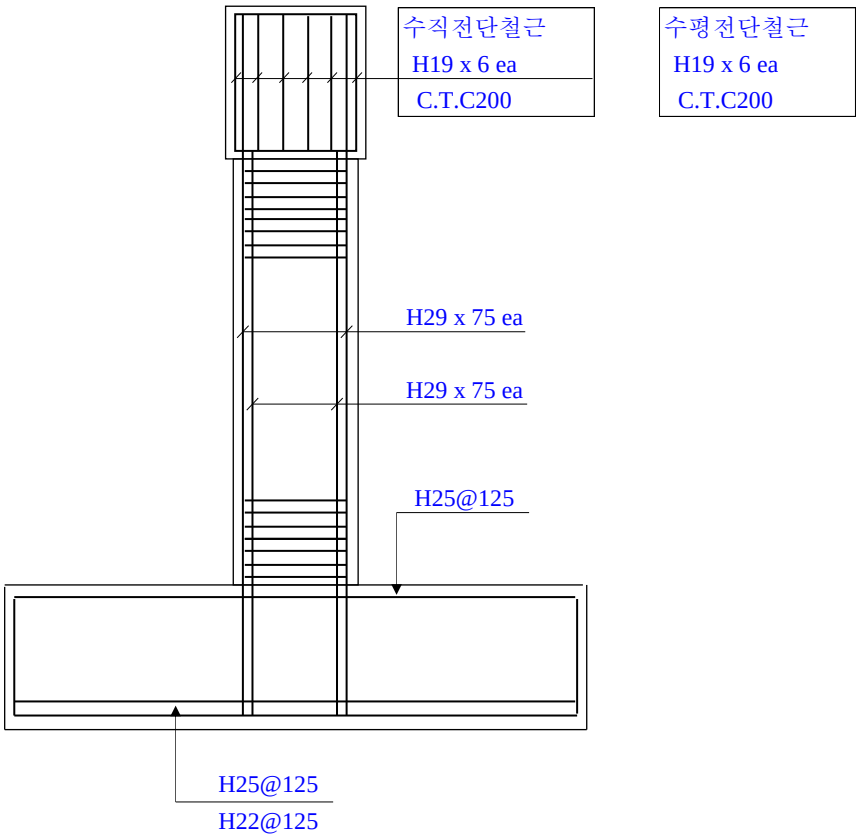
= 63813.271 kN ≥ V_u = 31223.884 kN ---- **O.K**

11. 주철근 조립도 P2

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 5170.72 kN

R_{d1} = 983.28 kN

- 활하중

R_L = 987.51 kN

- 원심하중

H_{Cf} = 222.33 / 5 = 44.467 kN

P_{Cf} = 125.62 kN

- 차량횡하중

H_N = 0.00 / 5 = 0.000 kN

P_N = 0.00 kN

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

H_w = 1.500 × 7.400 × 24.970 / 2 / 5 shoe = 27.717 kN

P_w = 63.679 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 461.620 kN R_{EQ} = 404.421 kN

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 5170.72 kN

R_{d1} = 983.280 kN

- 활하중

R_L = 987.51 kN

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

H_A = 663.03 / 5 shoe = 132.606 kN

- 장대레일종하중

H_R = 149.82 / 5 shoe = 29.964 kN

- 온도하중

Ts = 775.61 / 5 shoe = 155.12 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 887.058 kN

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

연직하중	983.28	+	987.51	=	1970.785	kN
교축방향하중				=	155.122	kN
교축직각방향하중				=	0.000	kN
허용응력 할증계수				=	1.00	
할증적용 연직하중	1970.79	/	1.00	=	1970.785	kN
할증적용 교축하중	155.12	/	1.00	=	155.122	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00	=	0.000	kN

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	983.28	+	987.51	+	125.62	=	2096.403	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	44.467	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2096.40	/	1.00			=	2096.403	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	44.47	/	1.00			=	44.467	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	983.28	+	987.51			=	1970.785	kN
교축방향하중						=	29.964	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1970.79	/	1.00			=	1970.785	kN
할증적용 교축하중	29.96	/	1.00			=	29.964	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	983.280	kN
교축방향하중						=	29.964	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	983.28	/	1.00			=	983.280	kN
할증적용 교축하중	29.96	/	1.00			=	29.964	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	983.28	+	987.51			=	1970.785	kN
교축방향하중	132.61	+	29.96			=	162.570	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1970.79	/	1.15			=	1713.726	kN
할증적용 교축하중	162.57	/	1.15			=	141.365	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	983.28	+	987.51	+	125.62			
		+	0.00	+	63.68	=	2160.082	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	44.47	+	0.00	+	27.72	=	72.183	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	2160.08	/	1.25			=	1728.066	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	72.18	/	1.25			=	57.747	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

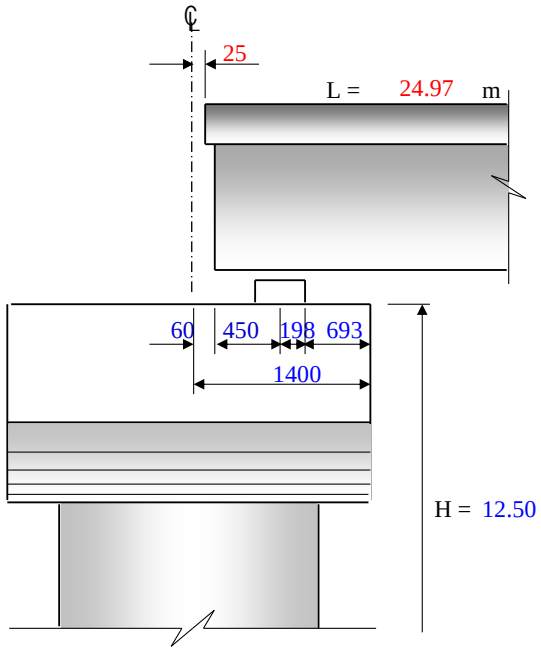
연직하중	983.28	+	987.51	+	404.42	=	2375.206	kN
교축방향하중						=	887.058	kN
교축직각방향하중						=	461.620	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2375.21	/	1.60			=	1484.504	kN
할증적용 교축하중	887.06	/	1.60			=	554.411	kN
할증적용 교직하중	461.62	/	1.60			=	288.513	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2500 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2160.082	72.183	461.620
교축방향		162.570	887.058

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 395 × 551 mm
- 높 이 : 192 mm



4) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

= 692.500 > 250.00

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P8-108]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

Φ = 0 ° N = 304.97

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 450 mm

S_2 = 395 / 2 = 197.5 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 325 mm

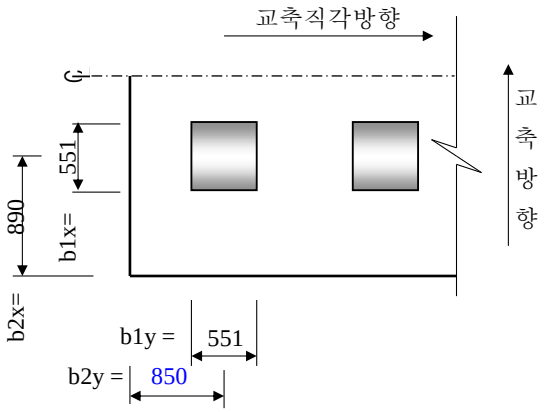
$S_1 + S_2 + S_3$ = 450 + 197.5 + 325 = 972.5 mm

∴ Max (N, ∑S) = 972.5 mm < 1340.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	2096.40 kN	- 연직하중 지진시 :	1484.50 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	155.12 kN	- 교 축 방 향 :	554.41 kN
- 교축직각방향 :	57.75 kN	- 교축직각방향 :	288.51 kN

7) 연직하중에대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 890 = 1780.0 < 5 × b1x = 2755.0 mm

bcy = 2 × b2y = 2 × 850 = 1700.0 < 5 × b1y = 2755.0 mm

A_{sx1} = ¼×(1 - b1x/bcx) ×P/fsa

$A_{sx1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 551 / 1780) × 2096403 / 180

= 2010.36 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 551 / 1780) × 1484504 / 180

= 1423.58 mm^2 (지진시)

A_{sy1} = ¼×(1 - b1y/bcy) ×P/fsa

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 551 / 1700) × 2096403 / 180

= 1967.95 mm^2 (상시)

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 551 / 1700) × 1484504 / 180

= 1393.54 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에대한 보강

A_{sx2} = Hx / fsa

$A_{sx2(상시)}$ = 155122 / 180 = 861.79 mm^2 (상시)

$A_{sx2(지진)}$ = 554411 / 180 = 3080.06 mm^2 (지진시)

A_{sy2} = Hy / fsa

$A_{sy2(상시)}$ = 57747 / 180 = 320.81 mm^2 (상시)

$A_{sy2(지진)}$ = 288513 / 180 = 1602.85 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1441.0 mm

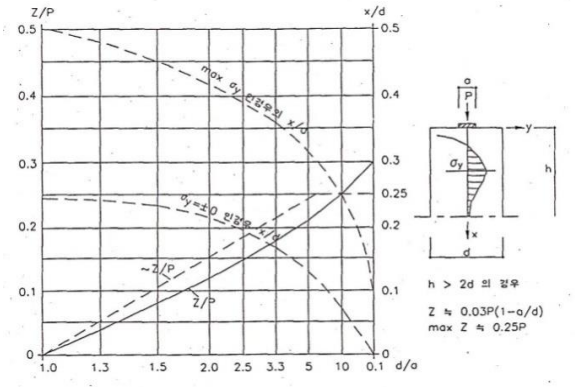
(인근슈와 코핑의 크기를 고려)

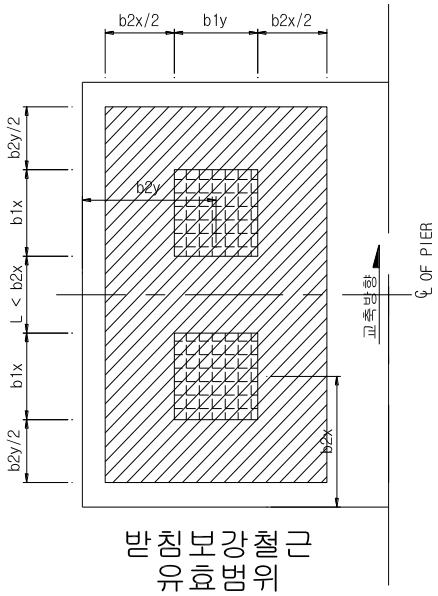
B_{x2} = 720.5 + 510.0 = 1230.5 mm

B_{xuse} = 125 × 9 = 1125.0 mm

B_{y1} = b1x + b2y = 1401.0 mm

B_{yuse} = 125 × 11 = 1375.0 mm





받침보강철근 유효범위

<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max σy 와 σy = 0 의 위치.

구 분	d / a	x / d	x
교축직각방향	1401.0 / 551.0 = 2.543	0.39	546
교 축 방 향	1441.0 / 551.0 = 2.615	0.38	548

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 2010.36 + 861.79 = 2872.15 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 1423.58 + 3080.06 = 4503.64 mm^2 (지진시)

Use Asx = H19 - 10 EA × 2 단 = 5730 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

A_{sy} = Asy1 + Asy2 =

$A_{sy(상시)}$ = 1967.95 + 320.81 = 2288.76 mm^2 (상시)

$A_{sy(지진)}$ = 1393.54 + 1602.85 = 2996.39 mm^2 (지진시)

Use Asy = H16 - 11 EA × 2 단 = 4369 mm^2 **- O.K -**

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{554411}{180} = 3080.06 \ mm^2$$

Use Asx = H16 - 11 EA × 2 EA = 4369 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{288513}{180} = 1602.85 \ mm^2$$

Use Asy = H16 - 11 EA × 2 EA = 4369 mm^2 **- O.K -**

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{Hs}{Ar}$$

Hs: 수평력(N)

Ar: 전단 파괴 면적 (mm^2)

V : 전단응력 [0.7 Mpa]

- 교축방향

Ar= √2 x (2x + 2a + b)

= √2 ×890× (2 ×890 + 2 × 50 + 551) = 3059778 mm^2

$$V = \frac{554411}{3059778} = 0.181 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

Ar= √2 y (2y + 2a + b)

= √2 ×850× (2 ×850 + 2 × 50 + 551) = 2826094 mm^2

$$V = \frac{57747}{2826094} = 0.020 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

12.2 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 5170.72 kN

R_{d1} = 983.28 kN

- 활하중

R_L = 987.51 kN

- 원심하중

H_{Cf} = 309.78 / 5 = 61.957 kN

P_{Cf} = 175.03 kN

- 차량횡하중

H_N = 0.00 / 5 = 0.000 kN

P_N = 0.00 kN

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

H_w = 1.500 × 7.400 × 24.970 / 2 / 5 shoe = 27.717 kN

P_w = 63.679 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 426.190 kN R_{EQ} = 373.474 kN

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 5170.72 kN

R_{d1} = 983.280 kN

- 활하중

R_L = 987.51 kN

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

H_A = 663.030 / 5 shoe = 132.606 kN

- 장대레일종하중

H_R = 149.82 / 5 shoe = 29.964 kN

- 온도하중

Ts = 775.61 / 5 shoe = 155.12 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 0.000 kN

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

연직하중	983.28	+	987.51	=	1970.785	kN
교축방향하중				=	155.122	kN
교축직각방향하중				=	0.000	kN
허용응력 할증계수				=	1.00	
할증적용 연직하중	1970.79	/	1.00	=	1970.785	kN
할증적용 교축하중	155.12	/	1.00	=	155.122	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00	=	0.000	kN

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	983.28	+	987.51	+	175.03	=	2145.812	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	61.957	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2145.81	/	1.00			=	2145.812	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	61.96	/	1.00			=	61.957	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	983.28	+	987.51			=	1970.785	kN
교축방향하중						=	29.964	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1970.79	/	1.00			=	1970.785	kN
할증적용 교축하중	29.96	/	1.00			=	29.964	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	983.280	kN
교축방향하중						=	29.964	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	983.28	/	1.00			=	983.280	kN
할증적용 교축하중	29.96	/	1.00			=	29.964	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	983.28	+	987.51			=	1970.785	kN
교축방향하중	132.61	+	29.96			=	162.570	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1970.79	/	1.15			=	1713.726	kN
할증적용 교축하중	162.57	/	1.15			=	141.365	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	983.28	+	987.51	+	175.03			
		+	0.00	+	63.68	=	2209.492	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	61.96	+	0.00	+	27.72	=	89.673	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	2209.49	/	1.25			=	1767.593	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	89.67	/	1.25			=	71.739	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

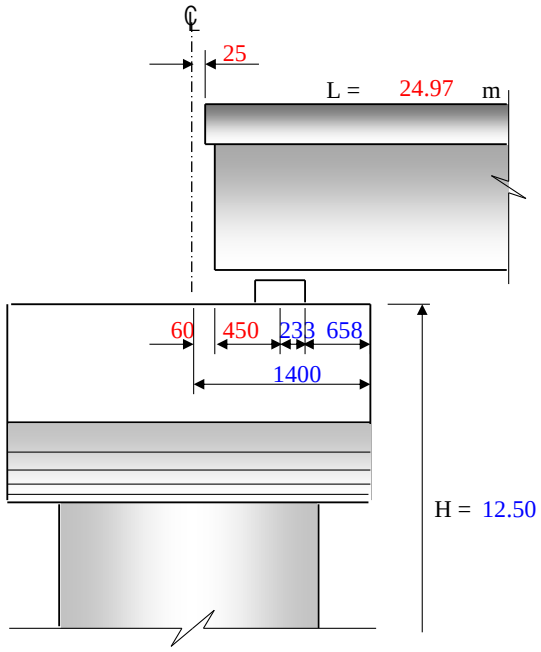
연직하중	983.28	+	987.51	+	373.47	=	2344.259	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	426.190	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2344.26	/	1.60			=	1465.162	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	426.19	/	1.60			=	266.369	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2500 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2209.492	89.673	426.190
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 465 × 535 mm
- 높 이 : 175 mm



4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

a = 250 mm [ℓ > 40m]

= 657.500 > 250.00

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P662]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

Φ = 0 ° N = 304.97

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 450 mm

S_2 = 465 / 2 = 232.5 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 325 mm

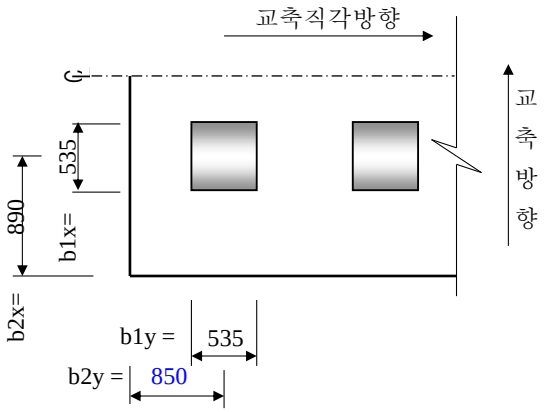
$S_1 + S_2 + S_3$ = 450 + 232.5 + 325 = 1007.5 mm

∴ Max (N, ∑S) = 1007.5 mm < 1340.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	2145.81 kN	- 연직하중 지진시 :	1465.16 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	155.12 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	71.74 kN	- 교축직각방향 :	266.37 kN

7) 연직하중에 대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 890 = 1780.0 < 5 × b1x = 2675.0 mm

bcy = 2 × b2y = 2 × 850 = 1700.0 < 5 × b1y = 2675.0 mm

A_{sx1} = ¼×(1 - b1x/bcx) ×P/fsa

$A_{sx1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 535 / 1780) × 2145812 / 180

= 2084.53 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 535 / 1780) × 1465162 / 180

= 1423.32 mm^2 (지진시)

A_{sy1} = ¼×(1 - b1y/bcy) ×P/fsa

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 535 / 1700) × 2145812 / 180

= 2042.38 mm^2 (상시)

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 535 / 1700) × 1465162 / 180

= 1394.54 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에 대한 보강

A_{sx2} = Hx / fsa

$A_{sx2(상시)}$ = 155122 / 180 = 861.79 mm^2 (상시)

$A_{sx2(지진)}$ = 0 / 180 = 0.00 mm^2 (지진시)

A_{sy2} = Hy / fsa

$A_{sy2(상시)}$ = 71739 / 180 = 398.55 mm^2 (상시)

$A_{sy2(지진)}$ = 266369 / 180 = 1479.83 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1425.0 mm

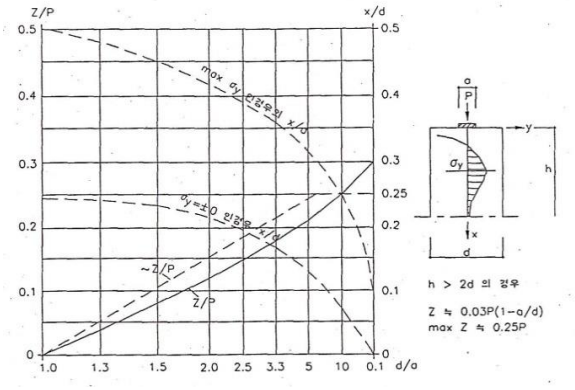
(인근슈와 코핑의 크기를 고려)

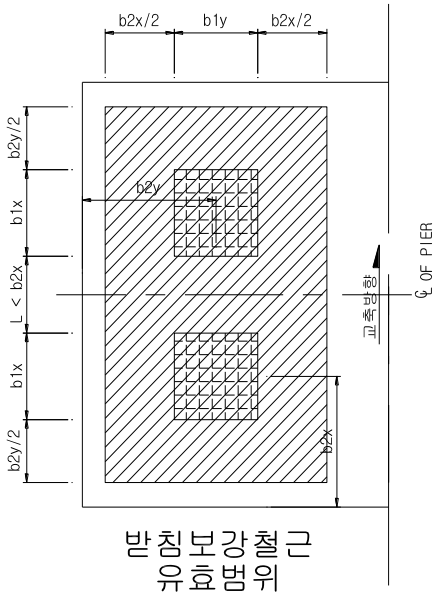
B_{x2} = 712.5 + 510.0 = 1222.5 mm

B_{xuse} = 125 × 9 = 1125.0 mm

B_{y1} = b1x + b2y = 1385.0 mm

B_{yuse} = 125 × 11 = 1375.0 mm





<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max σy 와 σy = 0 의 위치.

구 분	d / a	x / d	x
교축직각방향	1385.0 / 535.0 = 2.589	0.39	540.15
교 축 방 향	1425.0 / 535.0 = 2.664	0.38	541.5

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 2084.53 + 861.79 = 2946.32 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 1423.32 + 0.00 = 1423.32 mm^2 (지진시)

Use Asx = H16 - 10 EA × 2 단 = 3972 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

A_{sy} = Asy1 + Asy2 =

$A_{sy(상시)}$ = 2042.38 + 398.55 = 2440.93 mm^2 (상시)

$A_{sy(지진)}$ = 1394.54 + 1479.83 = 2874.36 mm^2 (지진시)

Use Asy = H16 - 11 EA × 2 단 = 4369 mm^2 **- O.K -**

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{155122}{180} = 861.79 \ mm^2$$

Use Asx = H16 - 11 EA × 2 EA = 4369 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{266369}{180} = 1479.83 \ mm^2$$

Use Asy = H16 - 11 EA × 2 EA = 4369 mm^2 **- O.K -**

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{Hs}{Ar}$$

Hs: 수평력(N)

Ar: 전단 파괴 면적 (mm^2)

V : 전단응력 [0.7 Mpa]

- 교축방향

Ar= √2 x (2x + 2a + b)

= √2 ×890× (2 ×890 + 2 × 50 + 535) = 3039640 mm^2

$$V = \frac{155122}{3039640} = 0.051 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

Ar= √2 y (2y + 2a + b)

= √2 ×850× (2 ×850 + 2 × 50 + 535) = 2806860 mm^2

$$V = \frac{266369}{2806860} = 0.095 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

2.3.3 P4(P3)

1. 설 계 조 건

1.1 형식

1) 상부형식 ; **PSC BEAM** + **PSC BEAM**

평면선형 R = 2,400 설계지간 L = **24.000** m

평면선형 R = 2,400 설계지간 L = **24.000** m

2) 교각형식 ; T 형교각 (H = **13.000** M)

3) 기초형식 ; **직접기초** **(L= 0.000 m)**

1.2 설계하중

1) 고정하중

철근콘크리트 단위중량 : **24.5** kN/m³

2) 활 하 중 : **KRL2012** (복 선)

충격계수 i (%) ; PSC BEAM (시점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **0.126**

PSC BEAM (종점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **0.126**

3) 풍 하 중

교량상에 열차가 있을때 W = **1.5** kN/㎡

교량상에 열차가 없을때 W = **3.0** kN/㎡

원형 또는 이에 준하는 단면을 갖는 부재에 고려할 풍하중은 위에 규정한 값의 **0.6** 배로 한다.

4) 종 하 중 (충격은 고려하지 않음)

① KL2012

제동하중 : 20kN/m × L(m) ≤ 6000kN

시동하중 : 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN

②장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - fo = ± 3 L

레일 신축이음장치가 있는 경우 - fo = ± 500

5) 원 심 하 중

충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 궤도면상 1.8m 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.

6) 차 량 횡 하 중

레일윗면에 교축직각방향으로 **0** kN 으로 정한다.

자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.

7) 지진하중

가속도계수 Kh = **0.154** (구역계수 0.11 × 위험도계수 1.4)

지반 계수 S = **1.2**

1.3 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 fck = **30** Mpa

나) 탄성계수 Ec = **8,500** $\sqrt[3]{fcu}$ (fcu=fck+4)

= **27500** MPa

2) 철근 SD40

가) 항복응력 : fy = **400** Mpa

나) 탄성계수 : Es = **200000** MPa

1.4 흙의 성질

1) 흙의 단위중량 (γt) = **19.0** kN/㎥

2) 흙의 포화단위중량 (γsat) = **20.0** kN/㎥

3) 흙의 수중단위중량 (γsub) = **10.0** kN/㎥

4) 기초저면의 N치 = **50**

5) 기초저면의 내부마찰각 Φ = 31.00 ° (지반조사 보고서 참조)

(다만, N > 5)

6) 최대지반반력 상시 = 700

지진시 = 1050 (1.5배)

7) 기초의 각종 계수들

허용지지력에 대한 검토	전도에 대한 검토	활동에 대한 검토
평상시 = Qu/ 3	평상시 = B / 6	평상시 = 1.5
지진시 = Qu/ 2	지진시 = B / 3	지진시 = 1.2

Φb = 2/3 × 31.00 = 20.667 tanΦb = 0.377	흙과 콘크리트
tanΦb = 0.600	암과 콘크리트

1.5 참고문헌

▣ 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)

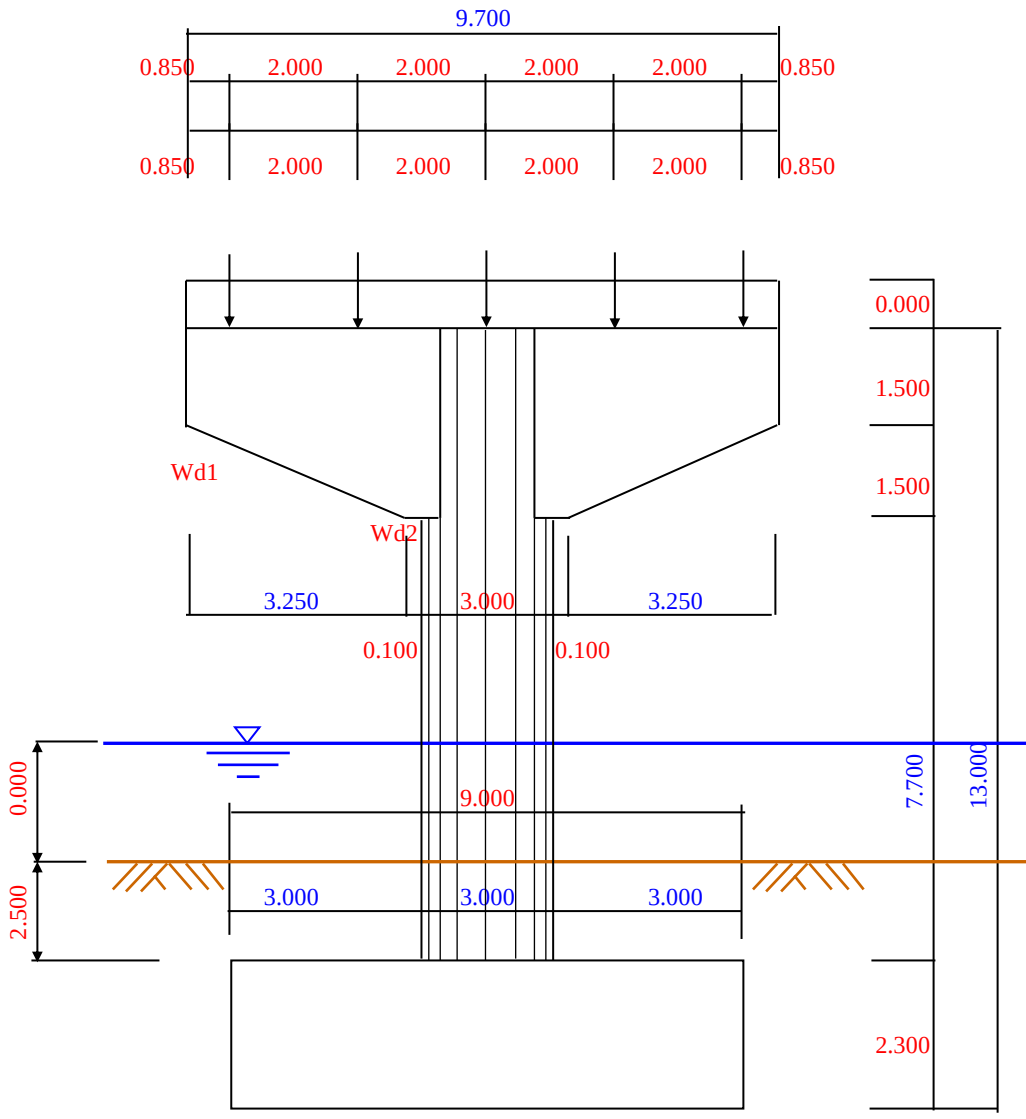
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단,2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

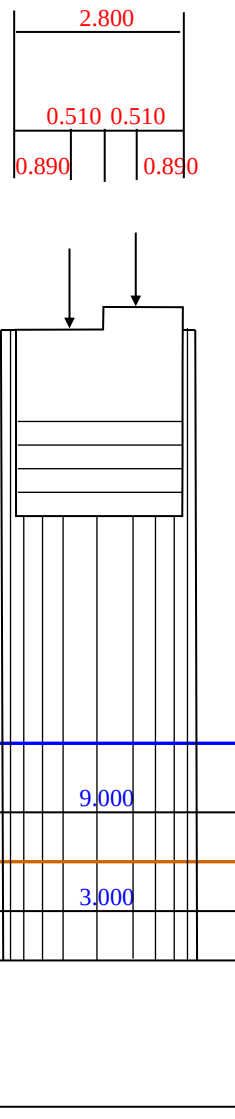
2. 단 면 가 정 P4(P3)

1.1 교각 단면 제원

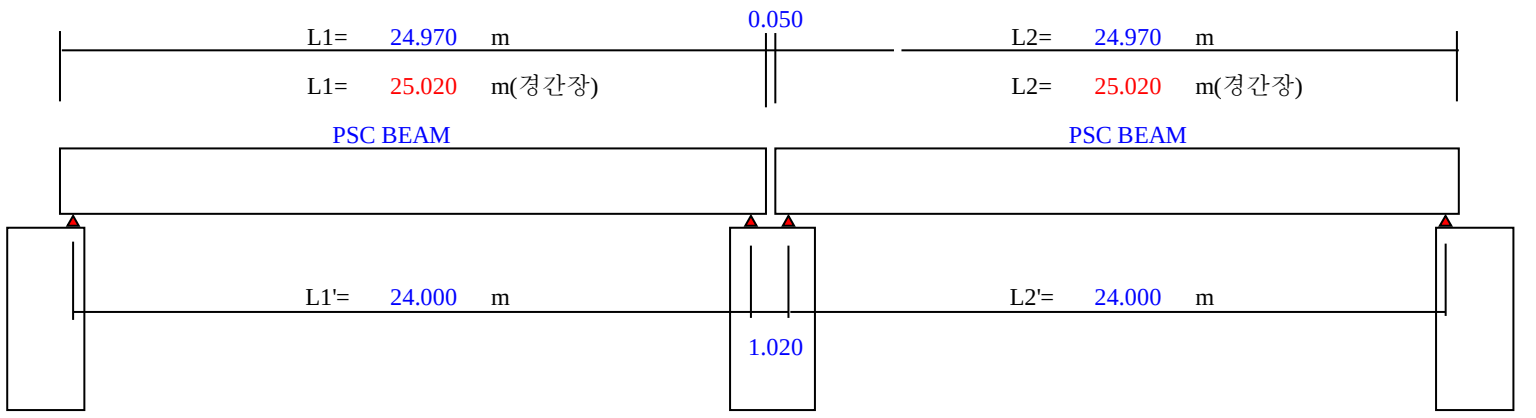
1) 교축직각방향



2) 교축 방향

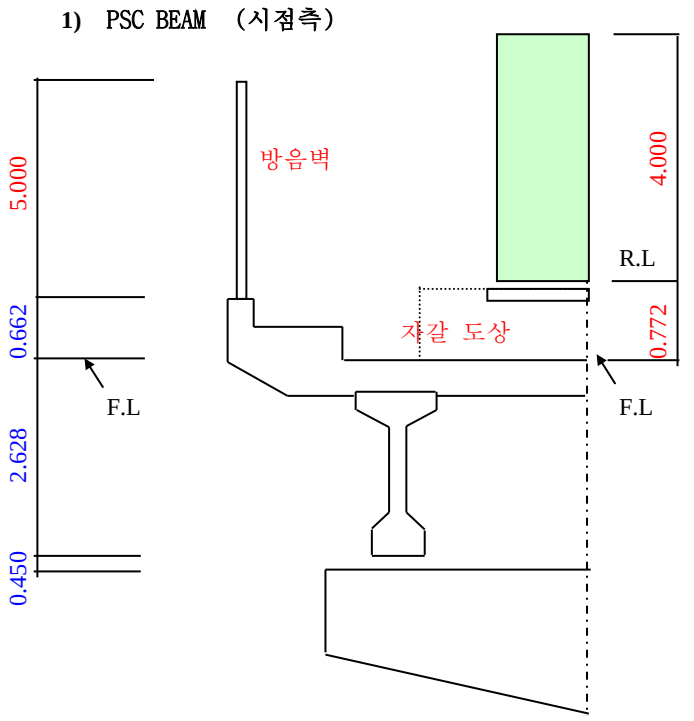


1.2 상부 제원



1.3 하중작용 위치산정

1) PSC BEAM (시점측)



▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용
= 5.650 M

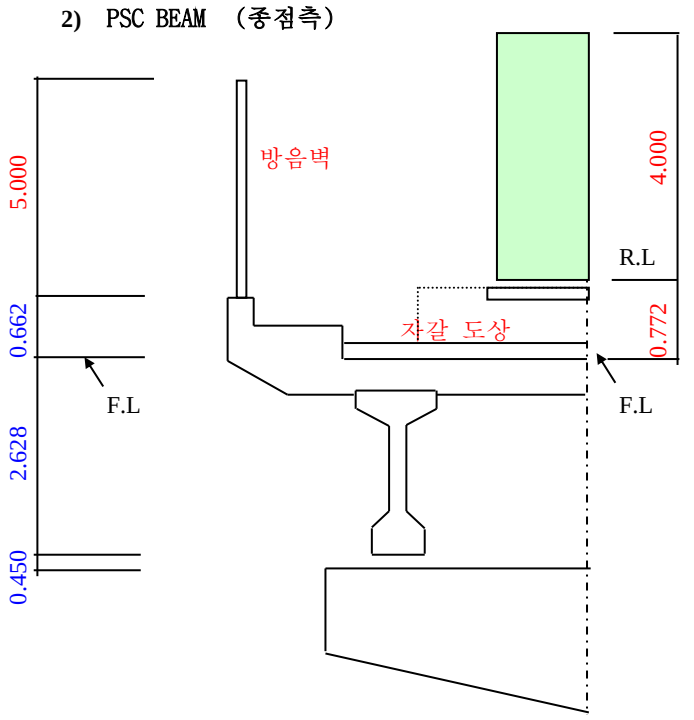
▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)
= 3.850 M

▶ 풍하중(열차비재하) = 4.595 M

풍하중(열차재하) = 4.595 M

▶ 지진하중(고정하중) = 1.764 M

2) PSC BEAM (종점측)



▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

= 5.650 M

▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.850 M

▶ 풍하중(열차비재하) = 4.595 M

풍하중(열차재하) = 4.595 M

▶ 지진하중(고정하중) = 1.764 M

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5		∑
고정하중 반력(KN)	PSC BEAM	**1112.71**	**983.28**	**978.75**	**983.28**	**1112.71**		5170.72
	PSC BEAM	**1112.71**	**983.28**	**978.75**	**983.28**	**1112.71**		5170.72
계		2225.41	1966.56	1957.50	1966.56	2225.41		10341.44

▣ 교각자중

- COPING ;

Wd1 = 1.500 x 2.800 x 24.500 = 102.900 kN/m

Wd2 = 3.000 x 2.800 x 24.500 = 205.800 kN/m

- 기 둥 ; Pc = π / 4 x 3.000^2 x 24.500 x 7.700 = 1333.488 kN

- 기 초 ; Wf1 = 2.300 x 9.000 x 24.500 = 507.150 kN/m

2) 활 하 중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- PSC BEAM(25.02m)

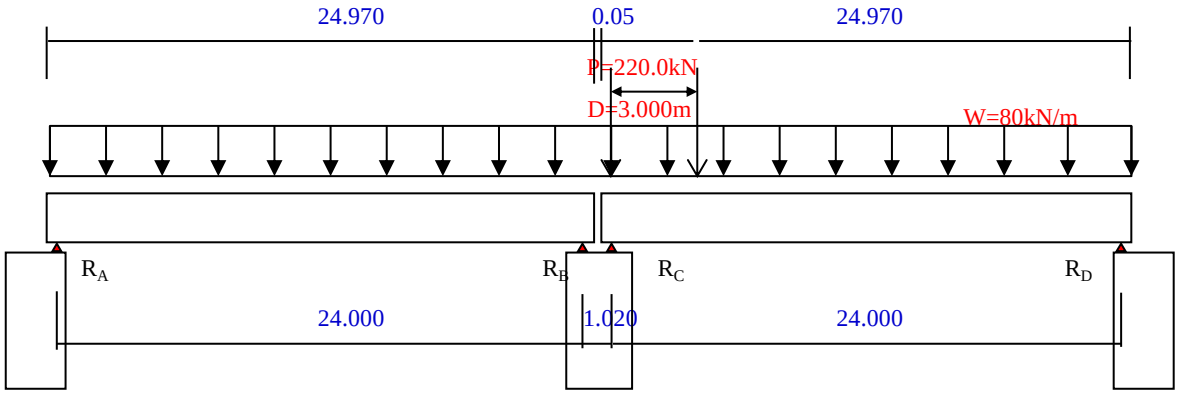
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		∑
활 하 중 (복선)	0.142	0.273	0.170	0.273	0.142		1.00
활 하 중 (단선)	0.283	0.469	0.170	0.078	0.000		1.00
보도 하중 (복선)	0.353	0.106	0.083	0.106	0.352		1.00
보도 하중 (단선)	0.861	0.204	0.083	0.008	-0.156		1.00

- PSC BEAM(25.02m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5		∑
활 하 중 (복선)	0.142	0.273	0.170	0.273	0.142		1.00
활 하 중 (단선)	0.283	0.469	0.170	0.078	0.000		1.00
보도 하중 (복선)	0.353	0.106	0.083	0.106	0.352		1.00
보도 하중 (단선)	0.861	0.204	0.083	0.008	-0.156		1.00

▣ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



R_A = 998.800 KN , R_C = 1411.300 KN

R_B = 998.800 KN , R_D = 1026.300 KN

② 보도군집하중 재하시

보도폭 : b = 0.80 m

군집하중 : W_m = 5.00 KN/m^2

W_b = 0.80 × 5.00 × 24.97 × 1/2 = 49.940 KN

W_c = 0.80 × 5.00 × 24.97 × 1/2 = 49.940 KN

▣ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	318.92	555.93	347.88	555.93	318.82		2097.48
R_{LC}	436.07	781.16	488.13	781.16	435.97		2922.48
$\sum R_L$	754.98	1337.09	836.01	1337.09	754.78		5019.96

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	325.66	478.62	173.94	78.31	-7.79		1048.74
R_{LC}	442.40	672.09	244.07	110.48	-7.79		1461.24
$\sum R_L$	768.05	1150.71	418.01	188.79	-15.58		2509.98

▣ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	354.79	624.89	390.82	624.89	354.69		2350.08
R_{LC}	486.75	878.60	548.81	878.60	486.65		3279.40
$\sum R_L$	841.53	1503.49	939.63	1503.49	841.33		5629.47

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	361.40	537.86	195.41	88.16	-7.79		1175.04
R_{LC}	492.90	755.78	274.40	124.40	-7.79		1639.70
$\sum R_L$	854.30	1293.64	469.82	212.56	-15.58		2814.74

3) 차량 횡하중

- 연행집중하중으로 레일면 높이에서 교축에 직각이고 수평으로 100kN이 작용하는 것으로 한다.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.
- 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.

∑ PLf = 0.000 kN

MLfb = 0.000 × 3.85 = 0.000 kN·m

MLfc = 0.000 × 3.85 = 0.000 kN·m

∑ MLf = 0.000 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- PSC BEAM

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

구 분	MLf	$\sum Xi^2$	Xi	Pic(tf)	비 고
G1	0.000	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	0.000	↓
G5			-4.000	0.000	↓

- PSC BEAM

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

구 분	MLf	$\sum Xi^2$	Xi	Pib(tf)	비 고
G1	0.000	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	0.000	↓
G5			-4.000	0.000	↓

4) 원 심 하 중

▣ 원심하중 계수 산정

곡선반경 : R = 2,400 L = 24.000 , 24.000 V = 250 km/hr

$$\alpha\ (\max) = \frac{V^2 f}{127\ R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times 2400} = 0.106 \quad \text{..... b 지점}$$

$$\alpha\ (\max) = \frac{V^2 f}{127\ R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times 2{,}400} = 0.106 \quad \text{..... c 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) = 0.516 \quad \text{..... b 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) = 0.516 \quad \text{..... c 지점}$$

가) 복선

교각반력 (PL) : 지점b 2097.48 kN , 지점c 2922.48 kN

Pcb	=	2097.48	×	0.106	=	222.333	kN
Pcc	=	2922.48	×	0.106	=	309.783	kN
∑ Pc					=	532.116	kN
Mcb	=	222.333	×	5.65	=	1256.181	kN·m
Mcc	=	309.783	×	5.65	=	1750.274	kN·m
∑ Mc					=	3006.455	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 4.000² + 2.000² + 0.000² + -2.000² + -4.000²

= 40.000 m²

Rpb1	=	1256.181	×	4.000	/	40.000	=	125.618 kN
Rpb2	=	1256.181	×	2.000	/	40.000	=	62.809 kN
Rpb3	=	1256.181	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpb4	=	1256.181	×	-2.000	/	40.000	=	-62.809 kN
Rpb5	=	1256.181	×	-4.000	/	40.000	=	-125.618 kN

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rpc1	=	1750.274	×	4.000	/	40.000	=	175.027 kN
Rpc2	=	1750.274	×	2.000	/	40.000	=	87.514 kN
Rpc3	=	1750.274	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc4	=	1750.274	×	-2.000	/	40.000	=	-87.514 kN
Rpc5	=	1750.274	×	-4.000	/	40.000	=	-175.027 kN

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1048.74 kN , 지점c 1461.24 kN

Pcb	=	1048.74	×	0.106	=	111.166 kN
Pcc	=	1461.24	×	0.106	=	154.891 kN
∑ Pc					=	266.057 kN
Mcb	=	111.166	×	5.65	=	628.088 kN·m
Mcc	=	154.891	×	5.65	=	875.134 kN·m
∑ Mc					=	1503.222 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rpb1	=	628.088	×	4.000	/	40.000	=	62.809 kN
Rpb2	=	628.088	×	2.000	/	40.000	=	31.404 kN
Rpb3	=	628.088	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpb4	=	628.088	×	-2.000	/	40.000	=	-31.404 kN
Rpb5	=	628.088	×	-4.000	/	40.000	=	-62.809 kN

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rpc1	=	875.134	×	4.000	/	40.000	=	87.513 kN
Rpc2	=	875.134	×	2.000	/	40.000	=	43.757 kN
Rpc3	=	875.134	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rpc4	=	875.134	×	-2.000	/	40.000	=	-43.757 kN
Rpc5	=	875.134	×	-4.000	/	40.000	=	-87.513 kN

5) 풍 하 중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING	Wn1	=	3.000	×	3.000	×	2.800	=	25.200	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	3.000	×	0.6	=	5.400	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	8.290	×	12.485	=	310.502	kN
	Wn3c	=	3.000	×	8.290	×	12.485	=	310.502	kN
	Mn3b	=	310.502	×	4.595			=	1426.757	kN·m
	Mn3c	=	310.502	×	4.595			=	1426.757	kN·m
	∑	Mn3						=	2853.514	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rni = Mn3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 4.000² + 2.000² + 0.000² + -2.000² + -4.000²

= 40.000 m²

Rnb1	=	1426.757	×	4.000	/	40.000	= 142.676 kN
Rnb2	=	1426.757	×	2.000	/	40.000	= 71.338 kN
Rnb3	=	1426.757	×	0.000	/	40.000	= 0.000 kN
Rnb4	=	1426.757	×	-2.000	/	40.000	= -71.338 kN
Rnb5	=	1426.757	×	-4.000	/	40.000	= -142.676 kN

- PSC BEAM

Rni = Mn3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 4.000² + 2.000² + 0.000² + -2.000² + -4.000²

= 40.000 m²

Rnc1	=	1426.76	×	4.000	/	40.000	= 142.676 kN
Rnc2	=	1426.76	×	2.000	/	40.000	= 71.338 kN
Rnc3	=	1426.76	×	0.000	/	40.000	= 0.000 kN
Rnc4	=	1426.76	×	-2.000	/	40.000	= -71.338 kN
Rnc5	=	1426.76	×	-4.000	/	40.000	= -142.676 kN

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1	=	1.500	×	3.000	×	2.800		=	12.600	kN
기둥	Wt2	=	1.500	×	3.000	×	0.6		=	2.700	kN/m
상부구조	Wn3b	=	1.500	×	7.400	×	12.485		=	138.584	kN
	Wn3c	=	1.500	×	7.400	×	12.485		=	138.584	kN
	Mn3b	=	138.584	×	4.595				=	636.793	kN·m
	Mn3c	=	138.584	×	4.595				=	636.793	kN·m
	∑	Mn3							=	1273.586	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rnb1	=	636.793	×	4.000	/	40.000	=	63.679 kN
Rnb2	=	636.793	×	2.000	/	40.000	=	31.840 kN
Rnb3	=	636.793	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rnb3	=	636.793	×	-2.000	/	40.000	=	-31.840 kN
Rnb3	=	636.793	×	-4.000	/	40.000	=	-63.679 kN

- PSC BEAM

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi ²

∑ xi ² = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

Rnc1	=	636.793	×	4.000	/	40.000	=	63.679 kN
Rnc2	=	636.793	×	2.000	/	40.000	=	31.840 kN
Rnc3	=	636.793	×	0.000	/	40.000	=	0.000 kN
Rnc4	=	636.793	×	-2.000	/	40.000	=	-31.840 kN
Rnc5	=	636.793	×	-4.000	/	40.000	=	-63.679 kN

6) 유 수 압 (P = K × V² × A)

K = 0.4 (원형) : 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

V = Q / A = 1400.00 / 720

= 1.944 m/sec

A = 0.000 m^2 : 교각의 연직투영면적

P = 0.4 × 1.944 ² × 0.000 = 0 kN

H = 0.6 × 수심 = 0.6 × 0.000 = 0 m

7) 충 돌 하 중

▣ 유목에 의한 충돌하중 (P = 0.1 × W × V)

W = 100 kN : 유송물의 중량

V = Vm / 0.85 = 1.944 / 0.85 : 표면유속

= 2.287 m/sec

P = 0.1 × 100 × 2.287 = 22.870 kN

H = 수심 = 0 m

▣ 자동차의 충돌하중

- 차도방향에 대하여 = 1000 kN
- 차도 직각방향에 대하여 = 500 kN
- 작용높이 = 1.8 m

8) 지진 하중 - 교직방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	∑	비고
시점측	$H_{EB(교직)}$	163.31	164.99	165.61	164.99	163.31	822.21	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	420.16	390.01	361.30	390.01	420.16	1981.65	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	123.60	124.81	125.25	124.81	123.60	622.07	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)}$ = 822.212 × 1.764 = 1450.382 kN·m

$M_{ec(교직)}$ = 622.073 × 1.764 = 1097.336 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2$ = 4.000 ² + 2.000 ² + 0.000 ² + -2.000 ² + -4.000 ²

= 40.000 m²

R_{Eb1} = 1450.382 × 4.000 / 40.000 = 145.038 kN

R_{Eb2} = 1450.382 × 2.000 / 40.000 = 72.519 kN

R_{Eb3} = 1450.382 × 0.000 / 40.000 = 0.000 kN

R_{Eb4} = 1450.382 × -2.000 / 40.000 = -72.519 kN

R_{Eb5} = 1450.382 × -4.000 / 40.000 = -145.038 kN

- PSC BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2$

$= 40.000 \ m^2$

$R_{EC1} = 1097.336 \times 4.000 / 40.000 = 109.734 \ kN$

$R_{EC2} = 1097.336 \times 2.000 / 40.000 = 54.867 \ kN$

$R_{EC3} = 1097.336 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \ kN$

$R_{EC4} = 1097.336 \times -2.000 / 40.000 = -54.867 \ kN$

$R_{EC5} = 1097.336 \times -4.000 / 40.000 = -109.734 \ kN$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비 고
기둥하단	1,472.941	18,064.554	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	∑	비 고
시점측	$H_{EB(교직)}$	401.12	405.23	406.76	405.23	401.12	2019.47	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	1031.98	957.91	887.41	957.91	1031.98	4867.20	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	303.58	306.55	307.64	306.55	303.58	1527.90	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)} = 2019.468 \times 1.764 = 3562.342 \ kN·m$

$M_{ec(교직)} = 1527.898 \times 1.764 = 2695.212 \ kN·m$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2$

$= 40.000 \ m^2$

$R_{Eb1} = 3562.342 \times 4.000 / 40.000 = 356.234 \ kN$

$R_{Eb2} = 3562.342 \times 2.000 / 40.000 = 178.117 \ kN$

$R_{Eb3} = 3562.342 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \ kN$

$R_{Eb4} = 3562.342 \times -2.000 / 40.000 = -178.117 \ kN$

$R_{Eb5} = 3562.342 \times -4.000 / 40.000 = -356.234 \ kN$

- PSC BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2$

$= 40.000 \ m^2$

$R_{EC1} = 2695.212 \times 4.000 / 40.000 = 269.521 \ kN$

$R_{EC2} = 2695.212 \times 2.000 / 40.000 = 134.761 \ kN$

$R_{EC3} = 2695.212 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \ kN$

$R_{EC4} = 2695.212 \times -2.000 / 40.000 = -134.761 \ kN$

$R_{EC5} = 2695.212 \times -4.000 / 40.000 = -269.521 \ kN$

$P_E = 2019.47 + 1527.898 = 3547.366 \ kN$

$Mc = 3547.366 \times 1.764 = 6257.554 \ kN \cdot m$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비 고
기둥하단	3617.75	44369.08	1.0교직+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간		우측 경간	
고정하중	5170.722	kN	5170.722	kN
편 심	0.510	m	-0.510	m

Md = 5170.722 × 0.510 + 5170.722 × -0.510 = 0.000 kN·m

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1048.740	kN	1461.240	kN
	복선재하시	2097.480	kN	2922.480	kN
편 심		0.510	m	-0.510	m

$M_{L단선}$ = 1048.74 × 0.510 + 1461.24 × -0.510 = -210.375 kN·m

$M_{L복선}$ = 2097.48 × 0.510 + 2922.48 × -0.510 = -420.750 kN·m

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1175.038	kN	1639.698	kN
	복선재하시	2350.076	kN	3279.396	kN
편 심		0.510	m	-0.510	m

$M_{L단선}$ = 1175.04 × 0.510 + 1639.70 × -0.510 = -236.977 kN·m

$M_{L복선}$ = 2350.08 × 0.510 + 3279.40 × -0.510 = -473.954 kN·m

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING Wn1 = 3.000 × 1.500 × 9.700 = 43.650 kN

3.000 × 1.500 × 6.450 = 29.025 kN

(43.650 + 29.025) / 9.700 = 7.492 kN/m

기둥 Wn2 = 3.000 × 3.000 × 0.6 = 5.400 kN/m

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING Wn1 = 1.500 × 1.500 × 9.700 = 21.825 kN

1.500 × 1.500 × 6.450 = 14.513 kN

(21.825 + 14.513) / 9.700 = 3.746 kN/m

기둥 Wt2 = 1.500 × 3.000 × 0.6 = 2.700 kN/m

5) 제동하중 및 시동하중

▶ 고정슈에 작용하는 교축방향 수평하중

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

여기서, T ; 교량거더로부터의 전수평력

μm ; 가동측 받침의 마찰계수 0.15

Rm ; 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

▶ 가동슈에 작용하는 교축방향 수평하중

Tm = μm·Rm ≤ T/2

① KL2012

가) 제동하중 ; 20kN/m × L(m) ≤ 6000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 20 × 25.020 = 500.400 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 20 × 25.020 = 500.400 kN

나) 시동하중 ; 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T = 33 × 25.020 = 825.660 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T = 33 × 25.020 = 825.660 kN

다) 고정단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

Rm = 5170.72 + 1997.600 = 7168.322 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 500.40 - 537.624 (제동하중)

= 825.66 - 537.624 (시동하중)

= -37.22 < T/2 = 250.20 (제동하중) - 큰값 적용

= 288.04 < T/2 = 412.83 (시동하중) - 큰값 적용

∴ Tf = 250.20 kN(제동하중), 412.83 kN(시동하중)

라) 가동단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

Rm = 5170.72 + 2822.60 = 7993.322 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 1198.998 > T/2 = 250.200 (제동하중) - 작은값 적용

= 1198.998 > T/2 = 412.830 (시동하중) - 작은값 적용

∴ Tm = 250.200 kN(제동하중), 412.830 kN(시동하중),

마) 설계수평력

T (단 선) = Tf + Tm = 412.830 + 412.830 = 825.660 kN

T (복 선) = Tf + Tm = 663.030 + 663.030 = 1326.060 kN

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 4 × 3 × 24.970 = 299.640 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 299.64 - 387.804

= -88.16 < T/2 = 149.82

∴ Tf = 149.82 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 4 × 3 × 24.970 = 299.640 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 775.608 > T/2 = 149.820

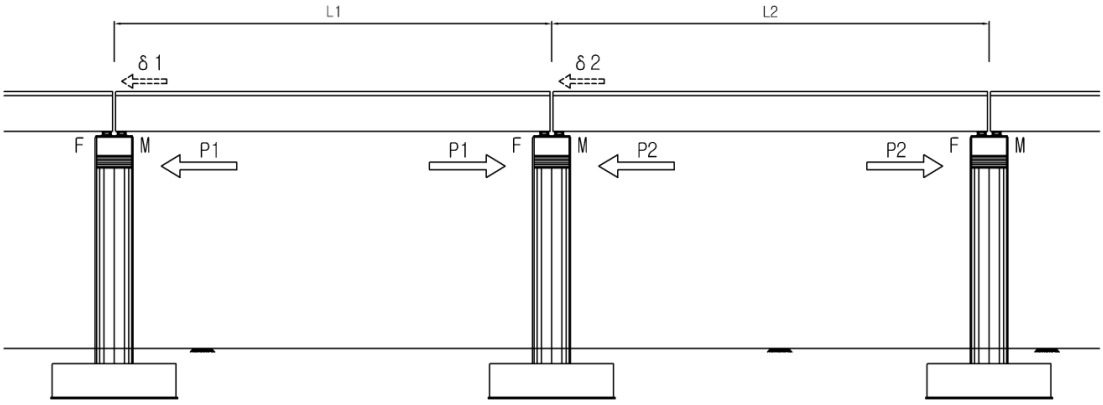
∴ Tm = 149.82 kN

TL = T_b + T_c = 149.820 + 149.820 = 299.640 kN

7) 온도 하중

; 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다.

; 단경간 연속교의 경우 전.후 경간의 온도하중의 방향이 반대이므로 고정단에 작용하는 수평력과 가동단에 작용하는 수평력의 차를 사용한다.



▶ 받침 마찰계수 ; 0.150

가) 상부 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1 = 5170.72 × 0.150 = 775.608 kN

Ts2 = 5170.72 × 0.150 = 775.608 kN

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1' = 7520.80 × 0.150 = 1128.120 kN

Ts2' = 8450.12 × 0.150 = 1267.518 kN

다) 온도변화에 의한 수평력산정

▶ $\delta = \Delta t \times \alpha \times L$ 여기서 Δt : 온도변화

$\alpha 1$: 강합성교의 선팽창계수 (0.000012)

$\alpha 2$: 콘크리트교의 선팽창계수 (0.000010)

∴ $\delta 1$= 15 × 0.00001 × 24.000 = 0.0036 m

∴ $\delta 2$= 15 × 0.00001 × 24.000 = 0.0036 m

▶ 등가수평력

$\delta 1 = [P \cdot L^3]/[3 \cdot E \cdot I]$

$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 963.962 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 3.976 m^4

L : 10.700 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	775.608	963.962	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	1128.120	1626.992	교좌장치마찰에의한 수평력적용

$\delta 2 = [P \cdot L^3]/[3 \cdot E \cdot I]$

$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 963.962 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 3.976 m^4

L : 10.700 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	775.608	963.962	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	1267.518	1626.992	교좌장치마찰에의한 수평력적용

라) 적용온도하중

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 등가수평력이 작용할 경우 하중방향이 반대방향이므로 상쇄됨.

; 시점부 및 종점부 받침중 1개소만 등가수평력이 작용할 경우 가동단이 미끄러지므로
등가수평력중 작은값과 등가수평력 차이 값중 큰값을 적용

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 슈마찰력이 작용할 경우 슈마찰력중 큰 값을 적용.

; 시제동하중 작용시 적용 온도하중은 시제동하중에 의한 수평력을 제외하여 적용함.

구분	작용수평력	비고
고정하중	775.608	슈마찰력 : MAX(Ts1,Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	604.488	슈마찰력 : MAX(Ts1',Ts2')-시제동하중(순차적으로 가동)

8) 지진하중 **(내진계산서 참조)**

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥하단	2027.84	20224.37	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

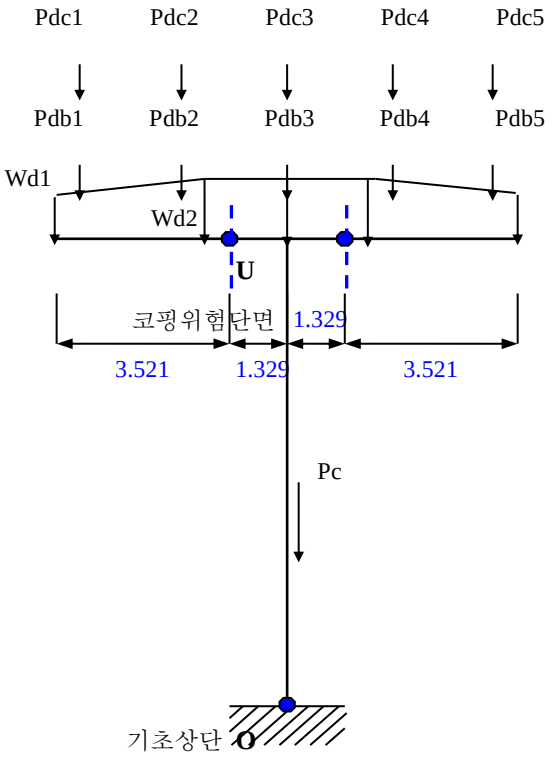
▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥하단	4980.66	49673.89	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)

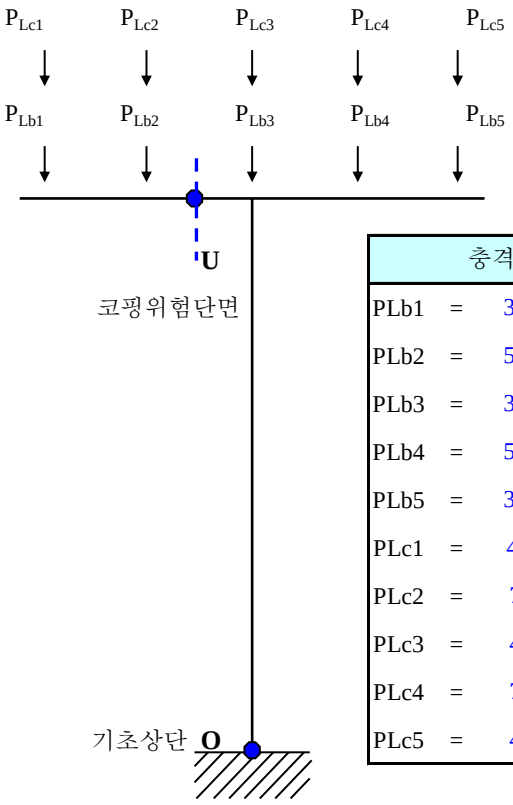


Pdb1	=	1112.71	kN
Pdb2	=	983.28	kN
Pdb3	=	978.75	kN
Pdb4	=	983.28	kN
Pdb5	=	1112.71	kN
Pdc1	=	1112.71	kN
Pdc2	=	983.28	kN
Pdc3	=	978.75	kN
Pdc4	=	983.28	kN
Pdc5	=	1112.71	kN
Wd1	=	102.900	kN/m
Wd2	=	205.800	kN/m
Pc	=	1333.488	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	1112.706	2.671	1112.706	2971.659	4.000	1112.706	4450.824
Pbd2	983.280	0.671	983.280	659.446	2.000	983.280	1966.560
Pbd3	978.750	-1.329	0.000	0.000	0.000	978.750	0.000
Pbd4	983.280	0.671	983.280	659.446	-2.000	983.280	-1966.560
Pbd5	1112.706	2.671	1112.706	2971.659	-4.000	1112.706	-4450.824
Pcd1	1112.706	2.671	1112.706	2971.659	4.000	1112.706	4450.824
Pcd2	983.280	0.671	983.280	659.446	2.000	983.280	1966.560
Pcd3	978.750	-1.329	0.000	0.000	0.000	978.750	0.000
Pcd4	983.280	0.671	983.280	659.446	-2.000	983.280	-1966.560
Pcd5	1112.706	2.671	1112.706	2971.659	-4.000	1112.706	-4450.824
Wd1	154.35	1.354	501.6375	679.213636	0.000	1003.275	0.000
Wd2	205.800	0.135	55.70174811	7.538106761	0.000	658.560	0.000
Pc	1333.488	-1.329	0.000	0	0.000	1333.488	0.000
합 계			**4749.31**	**7948.962**		**13336.767**	**0.000**

Moy= **0.000** kN·m Ho= **0.000** kN

2-1) 활 하 중 (L.C 2-1) : 복선



충격 미고려시				충격고려시			
PLb1	=	318.917	kN	PLb1	=	354.785	kN
PLb2	=	555.932	kN	PLb2	=	624.891	kN
PLb3	=	347.882	kN	PLb3	=	390.823	kN
PLb4	=	555.932	kN	PLb4	=	624.891	kN
PLb5	=	318.817	kN	PLb5	=	354.686	kN
PLc1	=	436.07	kN	PLc1	=	486.75	kN
PLc2	=	781.16	kN	PLc2	=	878.60	kN
PLc3	=	488.13	kN	PLc3	=	548.81	kN
PLc4	=	781.16	kN	PLc4	=	878.60	kN
PLc5	=	435.97	kN	PLc5	=	486.65	kN

▶ 충격 미고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	318.917	2.671	318.917	851.718	4.000	318.917	1275.667
PLb2	555.932	0.671	555.932	372.841	2.000	555.932	1111.864
PLb3	347.882	-1.329	0.000	0.000	0.000	347.882	0.000
PLb4	555.932	0.671	555.932	372.841	-2.000	555.932	-1111.864
PLb5	318.817	2.671	318.817	851.452	-4.000	318.817	-1275.268
PLc1	436.067	2.671	436.067	1164.586	4.000	436.067	1744.267
PLc2	781.157	0.671	781.157	523.891	2.000	781.157	1562.314
PLc3	488.132	-1.329	0.000	0.000	0.000	488.132	0.000
PLc4	781.157	0.671	781.157	523.891	-2.000	781.157	-1562.314
PLc5	435.967	2.671	435.967	1164.319	-4.000	435.967	-1743.868
합 계			**2092.073**	**2913.036**		**5019.960**	**0.799**

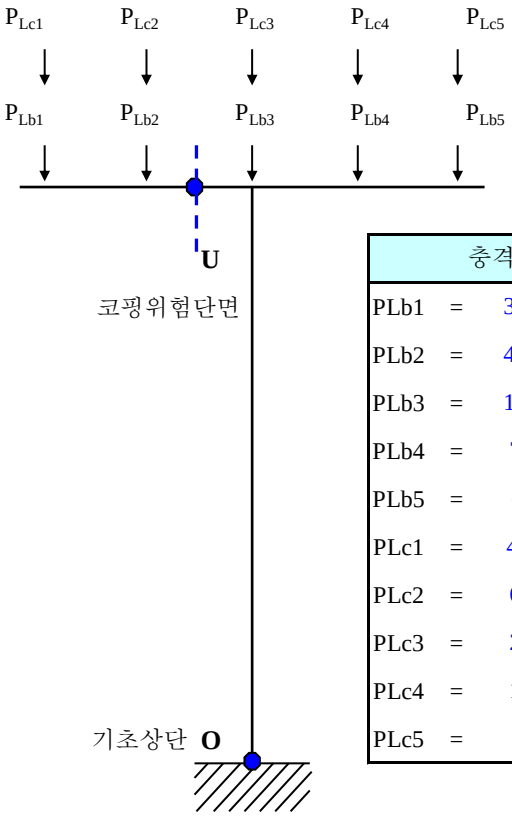
Moy= **-420.750** kN·m Ho= **0.000** kN

▶ 충격 고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	354.785	2.671	354.785	947.511	4.000	354.785	1419.142
PLb2	624.891	0.671	624.891	419.089	2.000	624.891	1249.781
PLb3	390.823	-1.329	0.000	0.000	0.000	390.823	0.000
PLb4	624.891	0.671	624.891	419.089	-2.000	624.891	-1249.781
PLb5	354.686	2.671	354.686	947.244	-4.000	354.686	-1418.742
PLc1	486.749	2.671	486.749	1299.941	4.000	486.749	1946.996
PLc2	878.595	0.671	878.595	589.238	2.000	878.595	1757.191
PLc3	548.808	-1.329	0.000	0.000	0.000	548.808	0.000
PLc4	878.595	0.671	878.595	589.238	-2.000	878.595	-1757.191
PLc5	486.649	2.671	486.649	1299.674	-4.000	486.649	-1946.596
합 계			**2345.020**	**3255.779**		**5629.472**	**0.799**

Moy= **-473.954** kN·m Ho= **0.000** kN

2-2) 활 하 중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시				충격고려시(모멘트)			
PLb1	=	325.659	kN	PLb1	=	361.401	kN
PLb2	=	478.625	kN	PLb2	=	537.859	kN
PLb3	=	173.941	kN	PLb3	=	195.412	kN
PLb4	=	78.306	kN	PLb4	=	88.157	kN
PLb5	=	-7.791	kN	PLb5	=	-7.791	kN
PLc1	=	442.40	kN	PLc1	=	492.90	kN
PLc2	=	672.09	kN	PLc2	=	755.78	kN
PLc3	=	244.07	kN	PLc3	=	274.40	kN
PLc4	=	110.48	kN	PLc4	=	124.40	kN
PLc5	=	-7.79	kN	PLc5	=	-7.79	kN

<3차현장자문회의 결과 반영>

▶ 충격 미고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	325.659	2.671	325.659	869.724	4.000	325.659	1302.635
PLb2	478.625	0.671	478.625	320.994	2.000	478.625	957.250
PLb3	173.941	-1.329	0.000	0.000	0.000	173.941	0.000
PLb4	78.306	0.671	78.306	52.517	-2.000	78.306	-156.612
PLb5	-7.791	2.671	-7.791	-20.806	-4.000	-7.791	31.163
PLc1	442.396	2.671	442.396	1181.490	4.000	442.396	1769.585
PLc2	672.087	0.671	672.087	450.742	2.000	672.087	1344.175
PLc3	244.066	-1.329	0.000	0.000	0.000	244.066	0.000
PLc4	110.481	0.671	110.481	74.095	-2.000	110.481	-220.962
PLc5	-7.791	2.671	-7.791	-20.806	-4.000	-7.791	31.163
합 계			**1918.767**	**2822.950**		**2509.980**	**5058.396**

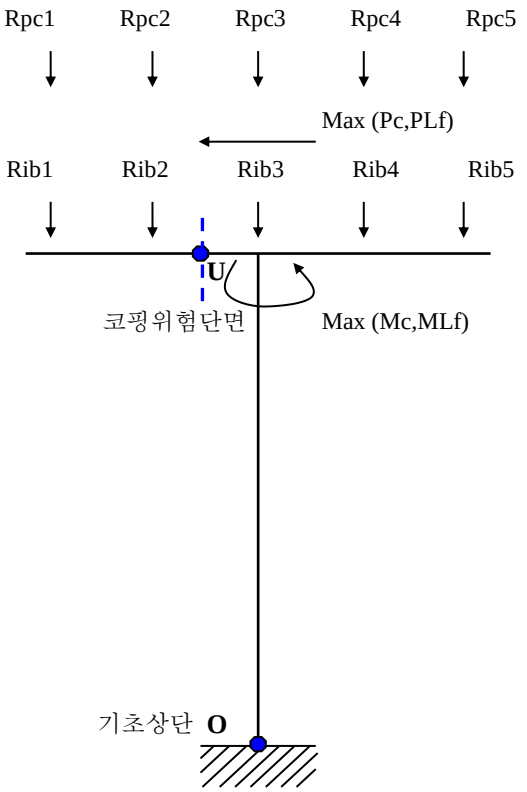
Moy= **-210.375** kN·m Ho= **0.000** kN

▶ 충격 고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	361.401	2.671	361.401	965.179	4.000	361.401	1445.604
PLb2	537.859	0.671	537.859	360.720	2.000	537.859	1075.717
PLb3	195.412	-1.329	0.000	0.000	0.000	195.412	0.000
PLb4	88.157	0.671	88.157	59.123	-2.000	88.157	-176.314
PLb5	-7.791	2.671	-7.791	-20.806	-4.000	-7.791	31.163
PLc1	492.900	2.671	492.900	1316.368	4.000	492.900	1971.600
PLc2	755.784	0.671	755.784	506.874	2.000	755.784	1511.569
PLc3	274.404	-1.329	0.000	0.000	0.000	274.404	0.000
PLc4	124.401	0.671	124.401	83.430	-2.000	124.401	-248.801
PLc5	-7.791	2.671	-7.791	-20.806	-4.000	-7.791	31.163
합 계			**2147.944**	**3149.141**		**2814.736**	**5641.699**

Moy= **-236.977** kN·m Ho= **0.000** kN

3-1) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-1) : 복선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (복선)

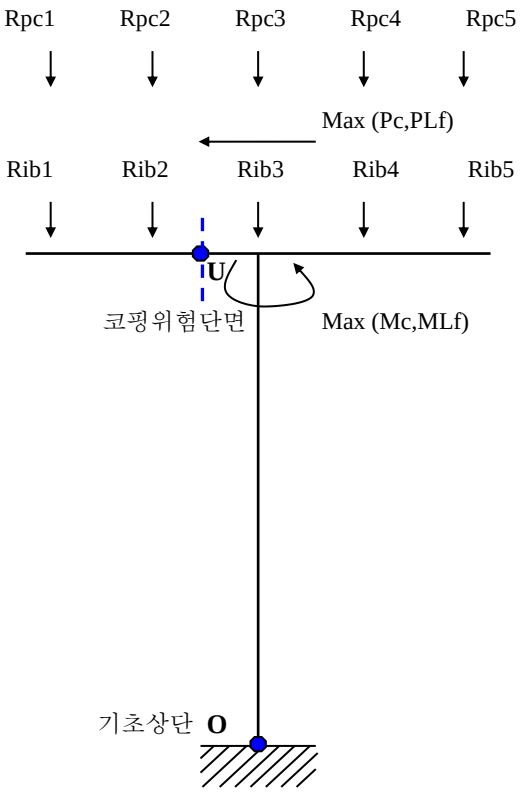
Pc	=	532.116	kN
Mc	=	3006.455	kN·m

Max (PLf,Pc)	=	532.116	kN
Max (MLf,Mc)	=	3006.455	kN·m

Rib1	=	125.618	kN
Rib2	=	62.809	kN
Rib3	=	0.000	kN
Rib4	=	-62.809	kN
Rib5	=	-125.618	kN
Rpc1	=	175.027	kN
Rpc2	=	87.514	kN
Rpc3	=	0.000	kN
Rpc4	=	-87.514	kN
Rpc5	=	-175.027	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rib1	125.618	2.671	125.618	335.483	4.000	125.618	502.472
Rib2	62.809	0.671	62.809	42.123	2.000	62.809	125.618
Rib3	0.000	-1.329	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rib4	-62.809	0.671	-62.809	-42.123	-2.000	-62.809	125.618
Rib5	-125.618	2.671	-125.618	-335.483	-4.000	-125.618	502.472
Rpc1	175.027	2.671	175.027	467.439	4.000	175.027	700.110
Rpc2	87.514	0.671	87.514	58.692	2.000	87.514	175.027
Rpc3	0.000	-1.329	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rpc4	-87.514	0.671	-87.514	-58.692	-2.000	-87.514	175.027
Rpc5	-175.027	2.671	-175.027	-467.439	-4.000	-175.027	700.110
Pc	**532.116**	-	-	-	10.700	-	5693.641
합 계			**450.968**	**903.737**		**0.000**	**8700.096**

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (단선)

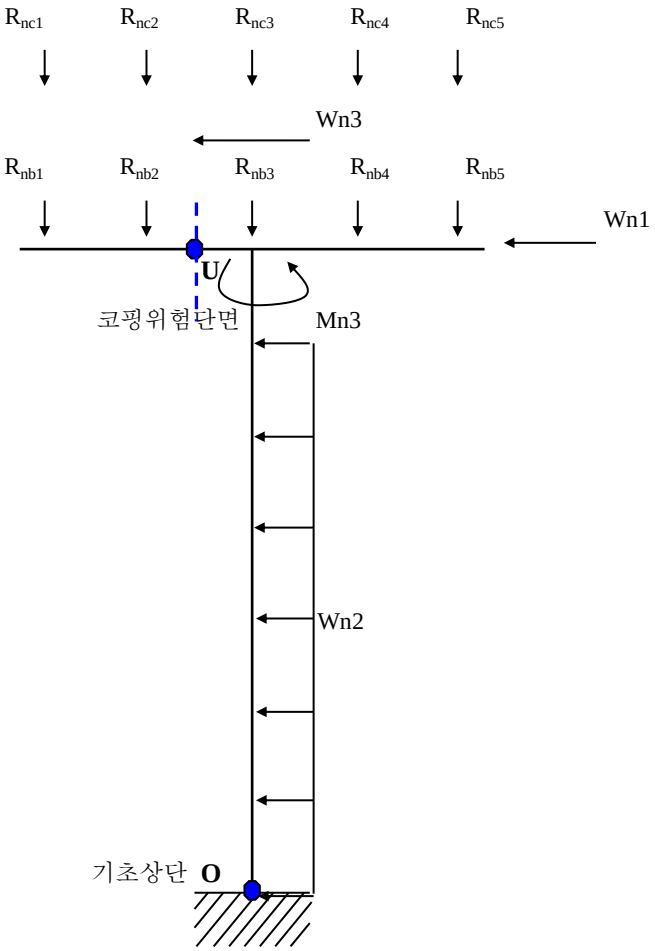
Pc	=	266.057	kN
Mc	=	1503.222	kN·m

Max (PLf,Pc)	=	266.057	kN
Max (MLf,Mc)	=	1503.222	kN·m

Rib1	=	62.809	kN
Rib2	=	31.404	kN
Rib3	=	0.000	kN
Rib4	=	-31.404	kN
Rib5	=	-62.809	kN
Rpc1	=	87.513	kN
Rpc2	=	43.757	kN
Rpc3	=	0.000	kN
Rpc4	=	-43.757	kN
Rpc5	=	-87.513	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	62.809	2.671	62.809	167.741	4.000	62.809	251.235
Pbd2	31.404	0.671	31.404	21.062	2.000	31.404	62.809
Pbd3	0.000	-1.329	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd4	-31.404	0.671	-31.404	-21.062	-2.000	-31.404	62.809
Pbd5	-62.809	2.671	-62.809	-167.741	-4.000	-62.809	251.235
Pcd1	87.513	2.671	87.513	233.719	4.000	87.513	350.054
Pcd2	43.757	0.671	43.757	29.346	2.000	43.757	87.513
Pcd3	0.000	-1.329	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd4	-43.757	0.671	-43.757	-29.346	-2.000	-43.757	87.513
Pcd5	-87.513	2.671	-87.513	-233.719	-4.000	-87.513	350.054
Pc	**266.057**	-	-	-	10.700	-	2846.810
합 계			**225.483**	**451.867**		**0.000**	**4350.032**

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

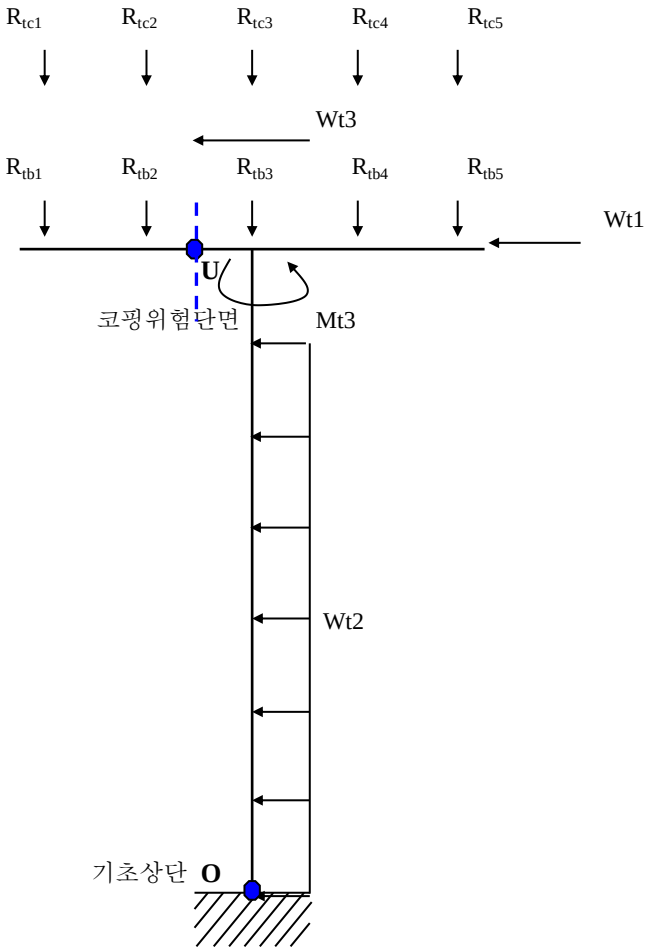


Wn1	=	25.200	kN
Wn2	=	5.400	kN/m
Wn3b	=	310.502	kN
Wn3c	=	310.502	kN
Mn3	=	2853.514	kN·m

Rnb1	=	142.676	kN
Rnb2	=	71.338	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	-71.338	kN
Rnb5	=	-142.676	kN
Rnc1	=	142.676	kN
Rnc2	=	71.338	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	-71.338	kN
Rnc5	=	-142.676	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rnb1	142.676	2.671	142.676	381.038	4.000	142.676	570.703
Rnb2	71.338	0.671	71.338	47.843	2.000	71.338	142.676
Rnb3	0.000	-1.329	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb4	-71.338	0.671	-71.338	-47.843	-2.000	-71.338	142.676
Rnb5	-142.676	2.671	-142.676	-381.038	-4.000	-142.676	570.703
Rnc1	142.676	2.671	142.676	381.038	4.000	142.676	570.703
Rnc2	71.338	0.671	71.338	47.843	2.000	71.338	142.676
Rnc3	0.000	-1.329	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc4	-71.338	0.671	-71.338	-47.843	-2.000	-71.338	142.676
Rnc5	-142.676	2.671	-142.676	-381.038	-4.000	-142.676	570.703
Wn1	**25.20**	-	-	-	10.700	-	269.640
Wn2	**41.58**	-	-	-	3.850	-	160.083
Wn3	**621.00**	-	-	-	10.700	-	6644.743
합 계	**687.784**		**428.027**	**857.763**		**0.000**	**9927.980**

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

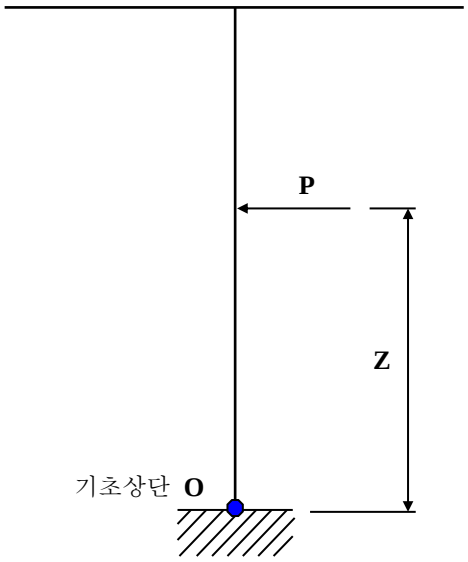


Wt1	=	12.600	kN
Wt2	=	2.700	kN/m
Wt3b	=	138.584	kN
Wt3c	=	138.584	kN
Mt3	=	636.793	kN·m

Rtb1	=	63.679	kN
Rtb2	=	31.840	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	-31.840	kN
Rtb5	=	-63.679	kN
Rtc1	=	63.679	kN
Rtc2	=	31.840	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	-31.840	kN
Rtc5	=	-63.679	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rtb1	63.679	2.671	63.679	170.066	4.000	63.679	254.717
Rtb2	31.840	0.671	31.840	21.354	2.000	31.840	63.679
Rtb3	0.000	-1.329	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb4	-31.840	0.671	-31.840	-21.354	-2.000	-31.840	63.679
Rtb5	-63.679	2.671	-63.679	-170.066	-4.000	-63.679	254.717
Rtc1	63.679	2.671	63.679	170.066	4.000	63.679	254.717
Rtc2	31.840	0.671	31.840	21.354	2.000	31.840	63.679
Rtc3	0.000	-1.329	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc4	-31.840	0.671	-31.840	-21.354	-2.000	-31.840	63.679
Rtc5	-63.679	2.671	-63.679	-170.066	-4.000	-63.679	254.717
Wt1	**12.60**	-	-	-	10.700	-	134.820
Wt2	**20.79**	-	-	-	3.850	-	80.042
Wn3	**277.17**	-	-	-	10.700	-	2965.698
합 계	**310.558**		**191.038**	**382.839**		**0.000**	**4454.145**

6) 유 수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	2.500	m

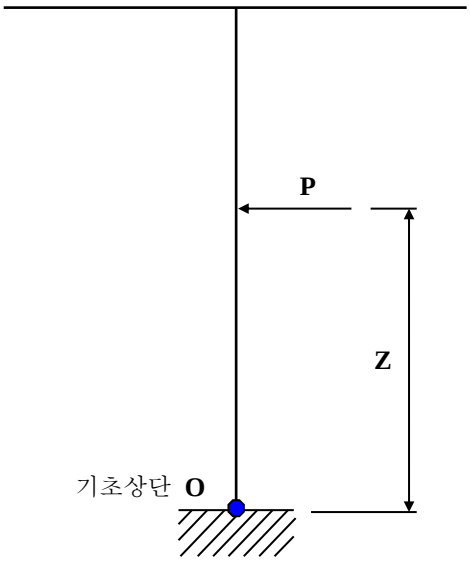
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

Mo= 0.000 × 2.500 = **0.000** kN·m

Ho= **0.000** kN

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	4.300	m

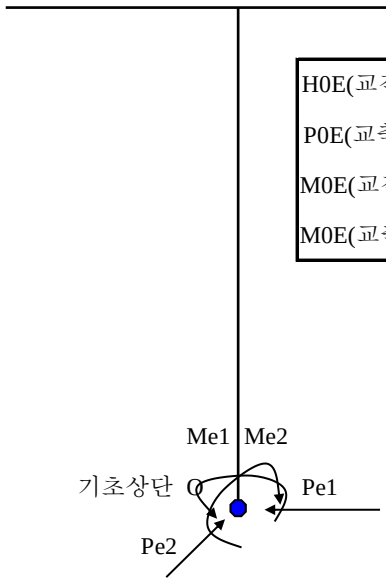
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

Mo= 1000.000 × 4.300 = **4300.000** kN·m

Ho= **1000.000** kN

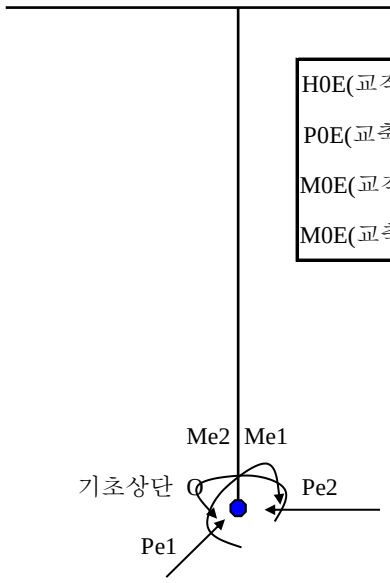
8) 지진하중 (L.C 8) : 100년



H0E(교직)	=	1472.941	kN	R_{EB1}	=	145.038	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN	R_{EB2}	=	72.519	kN
M0E(교직)	=	18064.554	kN.m	R_{EB3}	=	0.000	kN
M0E(교축)	=	0.000	kN.m	R_{EB4}	=	-72.519	kN
				R_{EB5}	=	-145.038	kN
				R_{EC1}	=	109.734	kN
				R_{EC2}	=	54.867	kN
				R_{EC3}	=	0.000	kN
				R_{EC4}	=	-54.867	kN
				R_{EC5}	=	-109.734	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	145.038	2.671	145.038	387.348	-	-	-
REB2	72.519	0.671	72.519	48.636	-	-	-
REB3	0.000	-1.329	0.000	0.000	-	-	-
REB4	-72.519	0.671	-72.519	-48.636	-	-	-
REB5	-145.038	2.671	-145.038	-387.348	-	-	-
REC1	109.734	2.671	109.734	293.061	-	-	-
REC2	54.867	0.671	54.867	36.797	-	-	-
REC3	0.000	-1.329	0.000	0.000	-	-	-
REC4	-54.867	0.671	-54.867	-36.797	-	-	-
REC5	-109.734	2.671	-109.734	-293.061	-	-	-
He1	**1472.941**	-	-	-	-	-	**18064.554**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**382.158**	**765.841**			

9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



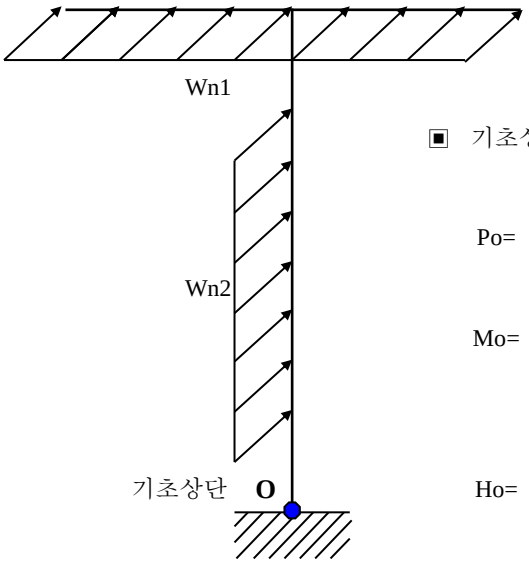
H0E(교직)	=	3617.750	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN
M0E(교직)	=	44369.080	kN.m
M0E(교축)	=	0.000	kN.m

R_{EB1}	=	356.234	kN
R_{EB2}	=	178.117	kN
R_{EB3}	=	0.000	kN
R_{EB4}	=	-178.117	kN
R_{EB5}	=	-356.234	kN
R_{EC1}	=	269.521	kN
R_{EC2}	=	134.761	kN
R_{EC3}	=	0.000	kN
R_{EC4}	=	-134.761	kN
R_{EC5}	=	-269.521	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	356.234	2.671	356.234	951.380	-	-	-
REB2	178.117	0.671	178.117	119.456	-	-	-
REB3	0.000	-1.329	0.000	0.000	-	-	-
REB4	-178.117	0.671	-178.117	-119.456	-	-	-
REB5	-356.234	2.671	-356.234	-951.380	-	-	-
REC1	269.521	2.671	269.521	719.799	-	-	-
REC2	134.761	0.671	134.761	90.378	-	-	-
REC3	0.000	-1.329	0.000	0.000	-	-	-
REC4	-134.761	0.671	-134.761	-90.378	-	-	-
REC5	-269.521	2.671	-269.521	-719.799	-	-	-
He1	**3617.750**	-	-	-	-	-	**44369.080**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**938.633**	**1881.014**			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



Wn1	=	7.492	kN/m
Wn2	=	5.400	kN/m

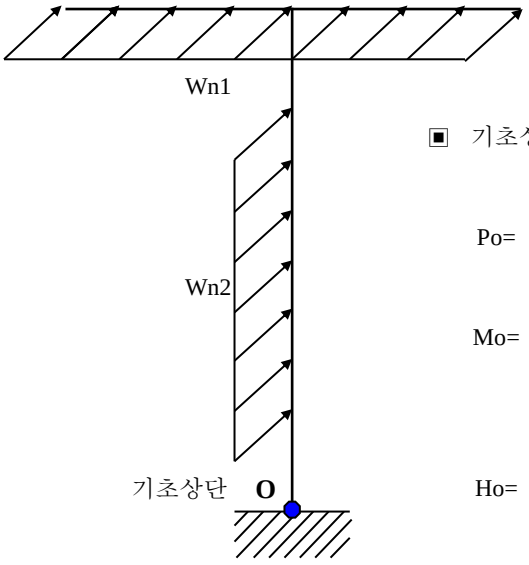
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= = **0.000** kN

Mo= 72.672 × 9.200 +
41.580 × 3.850 = **828.669** kN·m

Ho= = **114.2524** kN

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



Wn1	=	3.746	kN/m
Wn2	=	2.700	kN/m

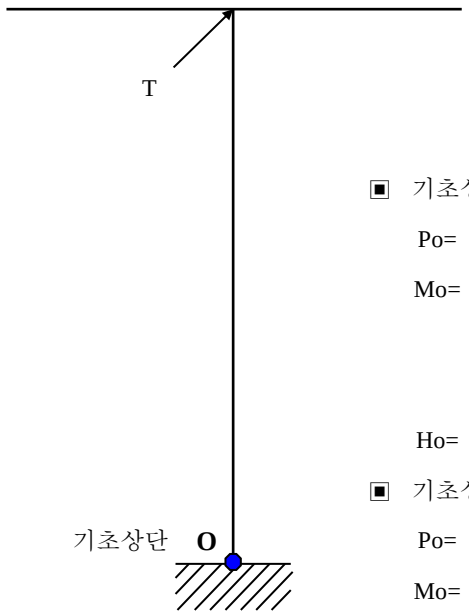
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= = **0.000** kN

Mo= 36.336 × 9.200 +
20.790 × 3.850 = **414.335** kN·m

Ho= = **57.1262** kN

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f복선}$	=	663.030	kN
$T_{m복선}$	=	663.030	kN
$T_{f단선}$	=	412.830	kN
$T_{m단선}$	=	412.830	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

Po= **0.000** kN

Mo= 663.030 × 11.150 +

663.030 × 11.150

= **14785.569** kN·m

Ho= **1326.06** kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

Po= **0.000** kN

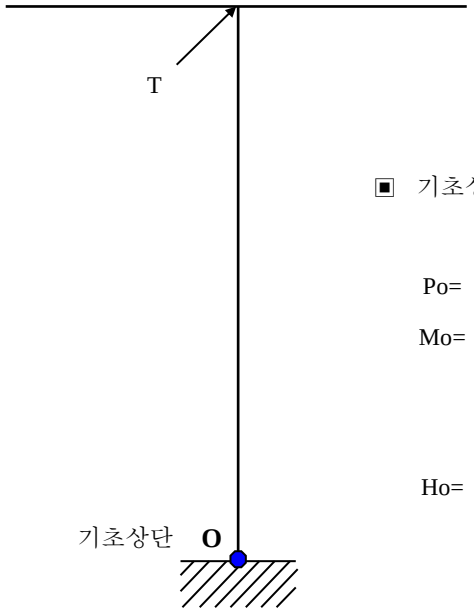
Mo= 412.830 × 11.150 +

412.830 × 11.150

= **9206.109** kN·m

Ho= **825.66** kN

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	149.820	kN
T_m	=	149.820	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

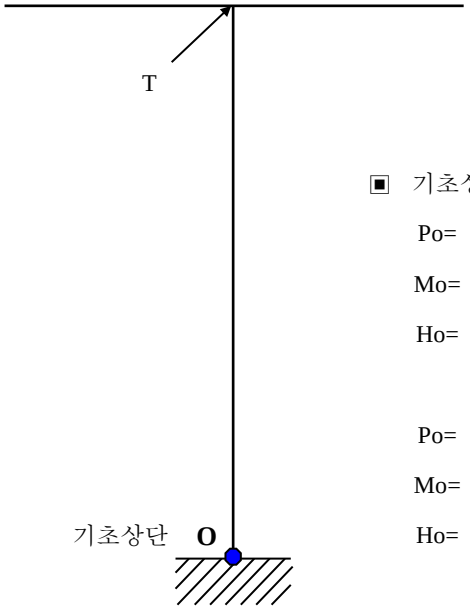
Mo= 149.820 × 11.150 +

149.820 × 11.150

= **3340.986** kN·m

Ho= **299.640** kN

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	775.608	kN
시제동하중 작용시	=	604.488	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

Mo= 775.608 × 11.150 = **8648.033** kN·m

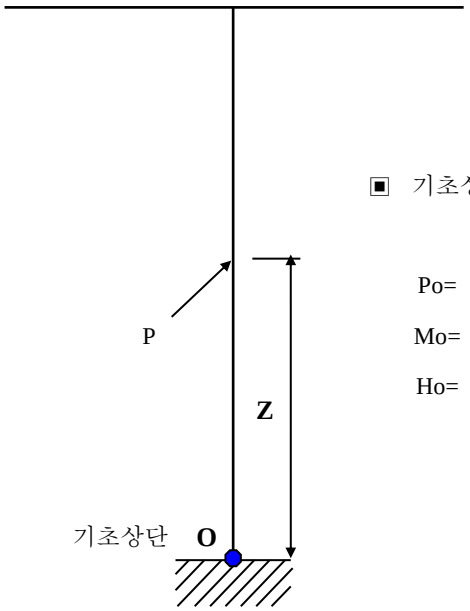
Ho= **775.608** kN

Po= **0.000** kN

Mo= 604.488 × 11.150 = **6740.039** kN·m

Ho= **604.488** kN

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	4.300	M

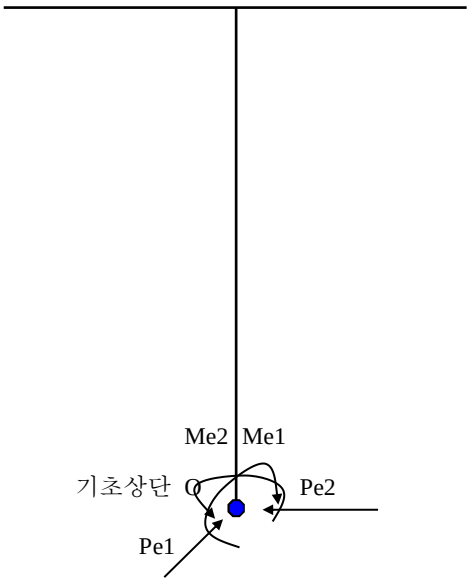
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= **0.000** kN

Mo= 500.000 × 4.300 = **2150.000** kN·m

Ho= **500.000** kN

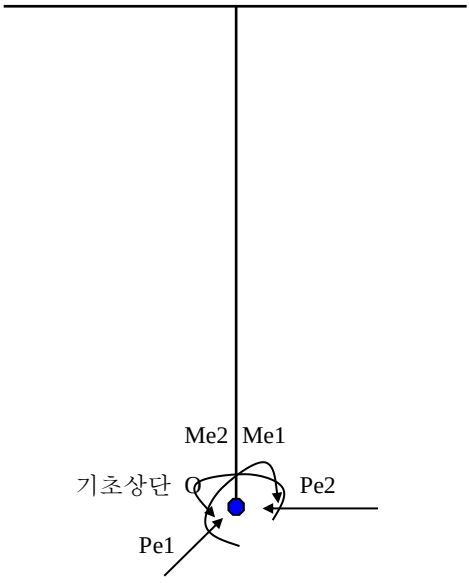
7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1=	**0.000**	kN	Pe2=	**0.000**	kN
He1=	**2027.840**	kN·m	He2=	**0.000**	kN·m
Me1=	**20224.370**	kN	Me2=	**0.000**	kN

8) 지진하중 (L.C 17) : 1000년



▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1=	**0.000**	kN	Pe2=	**0.000**	kN
He1=	**4980.660**	kN·m	He2=	**0.000**	kN·m
Me1=	**49673.890**	kN	Me2=	**0.00**	kN

5-1. 단면력 및 하중조합

5-1.1 COPING

1) 각 하중별 단면력

(COPING)

하 중 경 우			전단력(P) (kN)	모멘트(M) (kN·m)	비 고
Load Case 1	고 정 하 중 + 자 중		4,749	7,949	
Load Case 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	2,092	2,913	
		충격 고려시	2,345	3,256	
Load Case 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	1,919	2,823	
		충격 고려시	2,148	3,149	
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	451	904	
Load Case 3-2		단 선	225	452	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)		428	858	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)		191	383	
Load Case 6	유 수 압		-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중		-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)		382	766	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)		939	1,881	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)

하중경우	고정하중+자중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한 하중	지진하중 (100)	지진하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때							
comb 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	7,545	12,108	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	7,123	11,550	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	5,177	8,807	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	7,736	12,491	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	7,314	11,933	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	7,094	11,205	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	6,897	11,098	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	5,177	8,807	

3) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

(COPING)

하중경우	고정하중+자중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한 하중	지진하중(100)	지진하중(1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때							
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	**11,359**	**17,974**	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	**10,690**	**17,167**	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	**12,072**	**19,374**	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	**11,396**	**18,480**	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	**10,303**	**16,509**	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	**9,734**	**15,773**	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	**6,989**	**11,889**	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	**10,561**	**17,026**	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	**9,981**	**16,267**	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	**9,695**	**15,289**	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	**9,419**	**15,140**	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	**6,213**	**10,568**	
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00		**6,839**	**11,227**	운행성
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-		1.00	**7,396**	**12,342**	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

5-1.2 기초상면

1) 각 하중별 단면력

(기초상면)

하 중 경 우				교직 수평력 (kN)	교축 수평력 (kN)	연직력 (kN)	교직 모멘트 (kN·m)	교축 모멘트 (kN·m)
교직방향	L.C 1	고 정 하 중 + 자 중		-	-	13,337	-	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	5,020	1	421
			충격 고려시	-	-	5,629	1	474
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	2,510	5,058	210
			충격 고려시	-	-	2,815	5,642	237
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	532	-	-	8,700	-
	L.C 3-2		단 선	266	-	-	4,350	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		688	-	-	9,928	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		311	-	-	4,454	-
교직방향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	4,300	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		1,473	-	-	18,065	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		3,618	-	-	44,369	-
교축방향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	114	-	-	829
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	57	-	-	414
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	1,326	-	-	14,786
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	826	-	-	9,206
	L.C 13	장대레일종하중		-	300	-	-	3,341
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	776	-	-	8,648
			시제동하중 작용	-	604	-	-	6,740
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	2,150
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	2,028	-	-	20,224
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	4,981	-	-	49,674

2) 하중조합에 의한 단면력

가. 사용하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중조합	교축직각방향										교축방향						비 고
	고정하중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때				복선	단선					
combo 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 3	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 4	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 5	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.4
combo 6	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00		1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 7	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 8	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 9	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 10	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.8

구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 1	**18,966**	**532**	**8,701**	**-**	**474**	
combo 2	**16,152**	**266**	**9,992**	**-**	**237**	
combo 3	**18,966**	**532**	**8,701**	**776**	**9,122**	
combo 4	**16,152**	**266**	**9,992**	**776**	**8,885**	
combo 5	**13,337**	**688**	**9,928**	**890**	**9,477**	
combo 6	**18,966**	**843**	**13,155**	**2,287**	**25,755**	
combo 7	**16,152**	**577**	**14,446**	**1,787**	**19,938**	
combo 8	**18,966**	**1,000**	**4,301**	**500**	**2,624**	
combo 9	**16,152**	**1,000**	**9,942**	**500**	**2,387**	
combo 10	**13,337**	**1,688**	**14,228**	**614**	**2,979**	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중경우	교축직각방향											교축방향						
	고정하중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직 , 교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중 (100)	교축직각지진하중 (1000)	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중 (100)	교축방향지진하중 (1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 25	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 26	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고	
comb 11	**28,419**	**718**	**11,747**	**-**	**877**	철설기 8.3.1	
comb 12	**23,212**	**359**	**16,310**	**-**	**438**	철설기 8.3.1	
comb 13	**30,346**	**851**	**13,921**	**-**	**758**	철설기 8.3.2	
comb 14	**25,842**	**426**	**15,987**	**-**	**379**	철설기 8.3.2	
comb 15	**25,886**	**718**	**11,746**	**1,047**	**12,338**	철설기 8.3.3	
comb 16	**21,945**	**359**	**13,771**	**1,047**	**12,007**	철설기 8.3.3	
comb 17	**18,005**	**929**	**13,403**	**1,201**	**12,794**	철설기 8.3.4	
comb 18	**25,886**	**1,138**	**17,759**	**3,169**	**35,699**	철설기 8.3.5	
comb 19	**21,945**	**778**	**19,784**	**2,469**	**27,556**	철설기 8.3.5	
comb 20	**25,886**	**1,350**	**5,806**	**675**	**3,566**	철설기 8.3.7	
comb 21	**21,945**	**1,350**	**13,703**	**675**	**3,234**	철설기 8.3.7	
comb 22	**16,004**	**2,025**	**17,074**	**737**	**3,574**	철설기 8.3.8	
comb 23	**15,842**	**-**	**5,021**	**2,028**	**20,435**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 24	**15,842**	**1,473**	**23,086**	**-**	**211**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 25	**15,842**	**-**	**5,021**	**4,981**	**49,885**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 26	**15,842**	**3,618**	**49,390**	**-**	**211**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

다. 최소축하중,최대편심에 대해 설계할 경우

(기초상면)

하중경우	교축직각방향											교축방향						
	고정하중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중 (100)	교축직각지진하중 (1000)	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중 (100)	교축방향지진하중 (1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 27	0.80	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 28	0.80	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 29	0.80	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 30	0.80	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 31	0.80	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 32	0.80	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 33	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 34	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 35	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 36	0.80	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 37	0.80	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 38	0.90	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 39	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 40	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 41	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 42	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고	
comb 27	**21,084**	**718**	**11,747**	**-**	**877**	철설기 8.3.1	
comb 28	**15,877**	**359**	**16,310**	**-**	**438**	철설기 8.3.1	
comb 29	**19,677**	**851**	**13,921**	**-**	**758**	철설기 8.3.2	
comb 30	**15,173**	**426**	**15,987**	**-**	**379**	철설기 8.3.2	
comb 31	**18,551**	**718**	**11,746**	**1,047**	**12,338**	철설기 8.3.3	
comb 32	**14,610**	**359**	**13,771**	**1,047**	**12,007**	철설기 8.3.3	
comb 33	**10,669**	**929**	**13,403**	**1,201**	**12,794**	철설기 8.3.4	
comb 34	**18,551**	**1,138**	**17,759**	**3,169**	**35,699**	철설기 8.3.5	
comb 35	**14,610**	**778**	**19,784**	**2,469**	**27,556**	철설기 8.3.5	
comb 36	**18,551**	**1,350**	**5,806**	**675**	**3,566**	철설기 8.3.7	
comb 37	**14,610**	**1,350**	**13,703**	**675**	**3,234**	철설기 8.3.7	
comb 38	**12,003**	**2,025**	**17,074**	**737**	**3,574**	철설기 8.3.8	
comb 39	**15,842**	**-**	**5,021**	**2,028**	**20,435**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 40	**15,842**	**1,473**	**23,086**	**-**	**211**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 41	**15,842**	**-**	**5,021**	**4,981**	**49,885**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 42	**15,842**	**3,618**	**49,390**	**-**	**211**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

라. 기초 검토 하중

(기초상면)

하중경우	교축직각방향											교축방향						
	고정하중	활하중(충격미고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중(100)	교축직각지진하중(1000)	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중(100)	교축방향지진하중(1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 43	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 44	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 45	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 46	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 47	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 48	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-
comb 49	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	-
comb 50	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 51	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 52	1.00	-	-	-	-	1.20	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 53	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 54	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 55	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 56	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

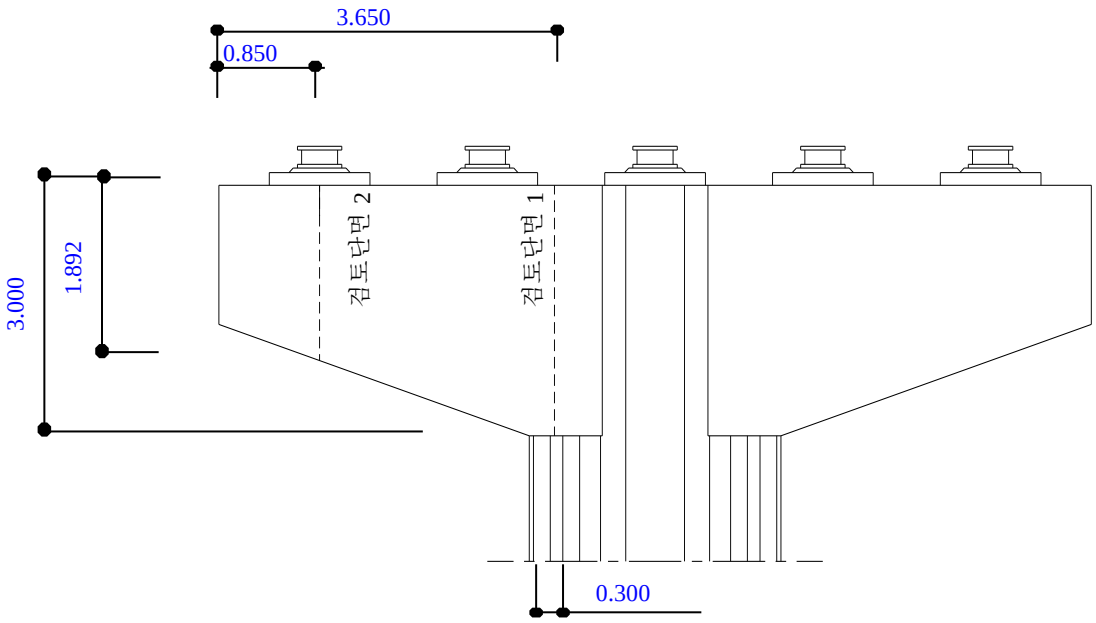
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고	
combo 43	**18,357**	**532**	**8,701**	**-**	**421**	철설기 8.3.1	
combo 44	**15,847**	**266**	**9,408**	**-**	**210**	철설기 8.3.1	
combo 45	**18,357**	**532**	**8,701**	**776**	**9,069**	철설기 8.3.3	
combo 46	**15,847**	**266**	**9,408**	**776**	**8,858**	철설기 8.3.3	
combo 47	**13,337**	**688**	**9,928**	**890**	**9,477**	철설기 8.3.4	
combo 48	**18,357**	**843**	**13,155**	**2,287**	**25,702**	철설기 8.3.5	
combo 49	**15,847**	**577**	**13,863**	**1,787**	**19,912**	철설기 8.3.5	
combo 50	**18,357**	**1,000**	**4,301**	**500**	**2,571**	철설기 8.3.7	
combo 51	**15,847**	**1,000**	**9,358**	**500**	**2,360**	철설기 8.3.7	
combo 52	**13,337**	**1,825**	**16,214**	**637**	**3,144**	철설기 8.3.8	
combo 53	**15,847**	**-**	**5,058**	**2,028**	**20,435**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
combo 54	**15,847**	**1,473**	**23,123**	**-**	**210**	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
combo 55	**15,847**	**-**	**5,058**	**4,981**	**49,884**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
combo 56	**15,847**	**3,618**	**49,427**	**-**	**210**	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

6. Coping 설계

6.1 단면력 집계

; 원형기둥을 포함하는 경우는 기둥에서 D/10만큼 들어간 위치에서 검토한다.

구 분		하 중 조 합	COPING 단면력	비 고
사용하중	최대모멘트	**comb 4**	**12,491**	
계수하중	최대모멘트	**comb 13**	**19,374**	
	최대전단력	**comb 13**	**12,072**	



6. 코핑 단면 검토

6.1 Deep Beam 검토

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.90 Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2,800	3,000	2,800	200	19,374	12,072	12,491

Ln= 5600.00 mm Ln/D = 5600.00 / 2800.00 = 2.000 < 4

∴DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

Use As (1단) :	H	29	-	21	EA	=	13,490	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	29	-	21	EA	=	13,490	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	29	-	21	EA	=	13,490	mm^2 ,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 40471.200 mm^2 [사용률 2.064]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 226.729 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.02797 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.90 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 19604.288 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\ Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 313,790 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 27,440 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 26,139 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **OK!!**

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 226.729 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 36968.660 kN · mm

ΦMn > Mu (= 19373.565 kN · m) [사용률 = 1.908] ∴ **O.K!!**

2) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 2800.0 × 2800.00 / 1000 = 6083.37 kN

ΦVc= 6083.37 < Vu = 12072.480 kN ∴ **전단보강 필요함!!**

ΦVmax = Φ · 5 · (√fck / 6) · bw · d = 30416.859 kN > 12072.480 kN ∴ **O.K!!**

- 전단철근량 산정

수직 전단철근량 : Av, 간격 : Sv ⇒ Av_{min} = 0.0025×b×Sv , Sv≤ (d/5, 300mm)

수평 전단철근량 : Ah, 간격 : Sh ⇒ Av_{min} = 0.0015×b×Sh , Sh≤ (d/5, 300mm)

Vu = ΦVn = Φ(Vc + Vs)

Sv = 200 mm ≤ d/5, 300mm = 200 mm ∴ **O.K**

d /5 = 2800.0 / 5 = 560 mm

H 19 사용, Av = 6 × 287 = 1,719 mm^2 ≥ 0.0025×b×Sv ∴ **O.K**

0.0025×b×Sv = 0.0025 × 2800 × 200 = 1,400 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200** mm 로 배근

Sh = 200 mm ≤ d/5, 300mm = 200 mm ∴ **O.K**

d /5 = 2800.0 / 5 = 560.000 mm

H 19 사용, Ah = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ 0.0015×b×Sh ∴ **O.K**

0.0015×b×Sh = 0.0015 × 2800 × 200.00 = 840.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

ΦVs = Φ {Av / S1 × (1+ln/d) / 12 + Ah / S2 × (11-ln/d)/12} fy × d = 8182.440 kN

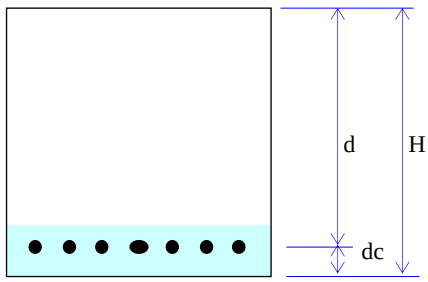
- 전단강도검토

Vu = 12072.480 kN < Φ(Vc + Vs) = 6083.37 + 8182.440 = 14265.812 kN

∴ **O.K**

3) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	3,000	mm,	B =	2,800	mm ,
d =	2,800	mm,	dc =	200	mm ,
Mo =	12,491	kN· m,	As =	40,471	mm^2
N =	21		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √ (1 + (2 · b · d/n · As)) = 658 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 120 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 125 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 86 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 415 mm

최외단철근 평균배근간격; 2800 / 21 = 133.3 mm < 415 mm **O.K!!**

6.2 지점부 (corbel 검토)

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.75 Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2800.00	3000.00	2800.00	200.00	19373.565	12072.480	12491.317

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

Vu = 12072.480 kN

Mu = 19373.565 kN·m

나) corbel 판정

a = Mu / Vu = 19373.565 / 12072.480 = 1.605 m

d = 3.000 - 0.200 = 2.800 m

a / d = 1.605 / 2.800 = 0.573 < 1.0 ∴ **corbel로 검토**

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 12072.480 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 12072.480 = 2414.496 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 19373.565 + 2414.496 × (3.000 - 2.800)

= 19856.464 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$Vn_max \le 0.2 \times fck \times bo \times d \;,\; 5.6 \times bo \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 2{,}800 \times 2{,}800 = 47{,}040$ kN

$\le 5.6 \times 2{,}800 \times 2{,}800 = 43{,}904$ kN

$\Phi Vn_max = 0.75 \times 43904.00 = 32928.000$ kN

$\Phi Vn_max = 32{,}928$ kN $>$ $Vu = 12{,}072$ kN $\therefore$ **O.K!!**

$$A_{vf} = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu} \quad (\Phi v = 0.75,\ \mu = 1.4)$$

$= 12{,}072{,}480 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 28{,}744$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$Mu = 19{,}856$ kN·m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times b}, \quad Mn = \frac{Mu}{\Phi} = A_f \times fy \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[\, d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times b \times \Phi)\,]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times b)}$$

$$= \frac{127}{0.006} = 22{,}676 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$Nu = 2{,}414$ kN

$A_n = Nu / (\Phi \times fy) = 2{,}414 / (0.75 \times 400)$

$= 8048.320$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$A_s \geq (A_f + A_n) , (2/3\ A_{vf} + A_n) , (0.04 \times fck / fy \times b \times d)$

$\geq$ 22676 + 8048 = 30,724 ㎟

$\geq$ 2/3 28744 + 8048 = 27,211 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400 × 2800 × 2800 = 23,520 ㎟

$\therefore$ A_s = 30,724 ㎟

Use As (1단) :	H	29	-	21	EA	=	13490.400	mm^2	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	29	-	21	EA	=	13490.400	mm^2	,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	29	-	21	EA	=	13490.400	mm^2	,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 40471.200 mm^2 [사용률 1.317]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

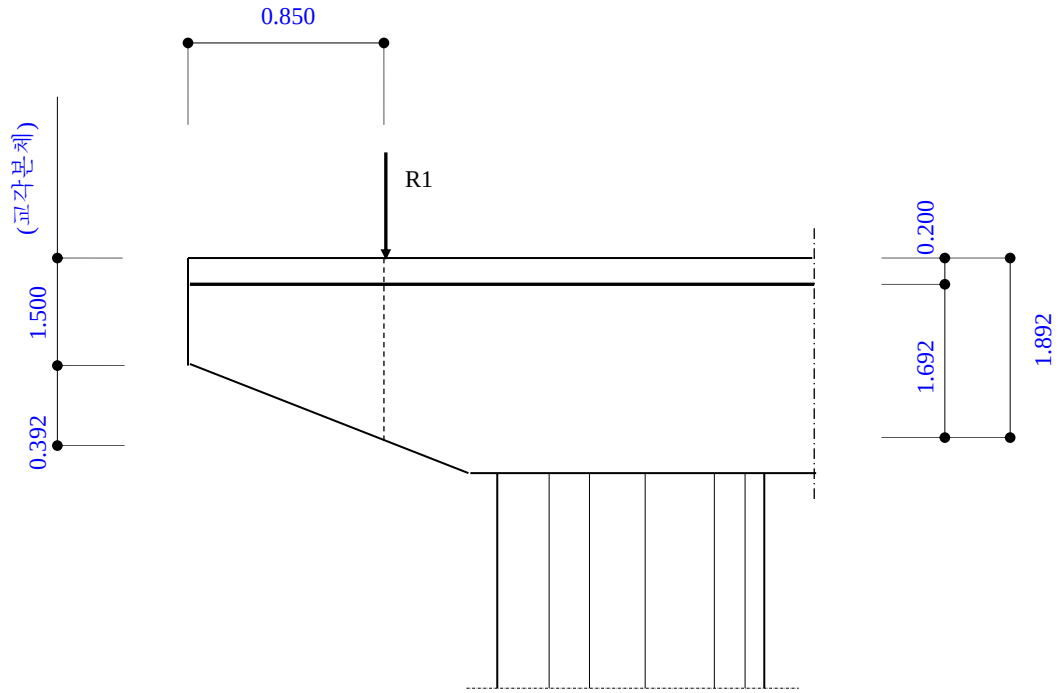
A_h = 0.5 × (As - An) = 0.5 × (30,724 - 8,048)

= 11,338 ㎟

Use	**H**	**19**	-	**6**	EA	×	**9**	단	=	15,471 mm^2

$\therefore$ **O.K!!**

6.3 교좌부 (corbel 검토)



fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.75 Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2800.00	1892.31	1692.31	200.00	163.040	2459.628	12491.317

1) 하중산정

가) 자중

W_{O1} = 1.500 × 0.850 × 2.800 × 24.500 = 87.465 kN

W_{O2} = 1/2 × 0.392 × 0.850 × 2.800 × 24.500 = 11.438 kN

∑ = 98.903 kN

M_{O1} = 87.465 × 0.425 = 37.173 kN.m

M_{O2} = 11.438 × 0.283 = 3.237 kN

∑ = 40.410 kN

나) 상부 고정하중

R_D = 1112.706 kN

다) 상부 활하중

R_D = 325.659 kN

라) 설계하중 (1.6 × 자중 + 1.6 × 고정하중 + 1.6 × 활하중)

V_u = 1.6 × 98.903 + 1.6 × 1112.706 + 1.6 × 325.659

= 2459.628 kN

M_u = 1.6 × 40.410

= 64.655 kN

2) 적용범위 검토

a = Mu / Vu = 64.655 / 2459.628 = 0.026 m

d = 1.892 - 0.200 = 1.692 m

a / d = 0.026 / 1.692 = 0.015 < 1 ∴ **corbel로 검토**

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 2459.628 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 2459.628 = 491.926 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 64.655 + 491.926 × (1.892 - 1.692)

= 163.040 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$Vn_max \le 0.2 \times fck \times bo \times d \;,\; 5.6 \times bo \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 2800.00 \times 1692.31 = 28430.769$ kN

$\le 5.6 \times 2800.00 \times 1692.31 = 26535.385$ kN

$\Phi Vn_max = 0.75 \times 26535.39 = 19901.539$ kN

$\Phi Vn_max = 19901.539$ kN $>$ $Vu = 2459.628$ kN $\therefore$ **O.K!!**

$$A_{vf} = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu} \quad (\Phi v = 0.75,\ \mu = 1.4)$$

$= 2459628.000 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 5856.257$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$Mu = 163.04$ kN·m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times b}, \quad Mn = \frac{Mu}{\Phi} = A_f \times fy \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[\, d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times b \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times b)}$$

$$= \frac{1.687}{0.006} = 301.218 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$Nu = 491.926$ kN

$A_n = Nu / (\Phi \times fy) = 491.926 / (0.75 \times 400)$

$= 1639.753$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$A_s \geq (A_f + A_n) , (2/3\ A_{vf} + A_n) , (0.04 \times fck / fy \times b \times d)$

$\geq$ 301.218 + 1639.753 = 1940.971 ㎟

$\geq$ 2/3 5856.257 + 1639.753 = 5543.924 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400.000 × 2800.000 × 1692.308 = 14215.385 ㎟

$\therefore$ A_s = 14215.385 ㎟

Use As (1단) :	H	29	-	21	EA	=	13490.400	mm^2	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	29	-	21	EA	=	13490.400	mm^2	,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	29	-	21	EA	=	13490.400	mm^2	,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 40471.200 mm^2 [사용률 2.847]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

A_h = 0.5 × (As - An) = 0.5 × (14215.385 - 1639.753)

= 6287.816 ㎟

Use	**H**	**19**	-	**6**	EA	×	**5**	단	=	8595.000 mm^2

$\therefore$ **O.K!!**

7. 기 둥 설 계

7.1 단면력 집계

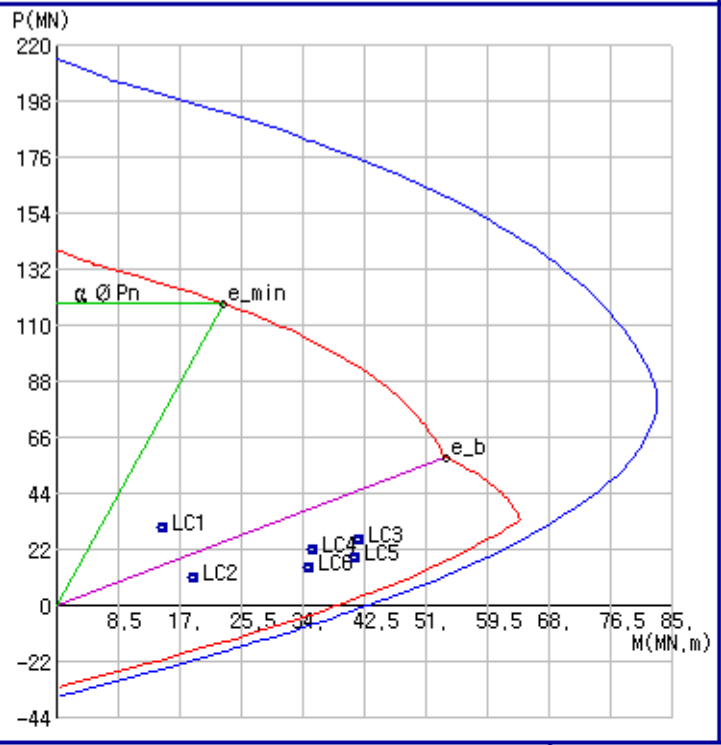
구 분			하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
					교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력		comb 13	30,346	0	851	758	13,921	Load case 1
	최소축력		comb 33	10,669	1,201	929	12,794	13,403	Load case 2
	최 대 모멘트	교축방향	comb 18	25,886	3,169	1,138	35,699	17,759	Load case 3
		교직방향	comb 19	21,945	2,469	778	27,556	19,784	Load case 4
	최 대 편 심	교축방향	comb 34	18,551	3,169	1,138	35,699	17,759	Load case 5
		교직방향	comb 35	14,610	2,469	778	27,556	19,784	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향		comb 23	15,842	2,028	0	20,435	5,021	Load case 7
	교축직각방향		comb 24	15,842	0	1,473	211	23,086	Load case 8
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향		comb 25	15,842	4,981	0	49,885	5,021	Load case 9
	교축직각방향		comb 26	15,842	0	3,618	211	49,390	Load case 10

7.2 기둥해석

1) 상 시

▶ **P - M 상관도**

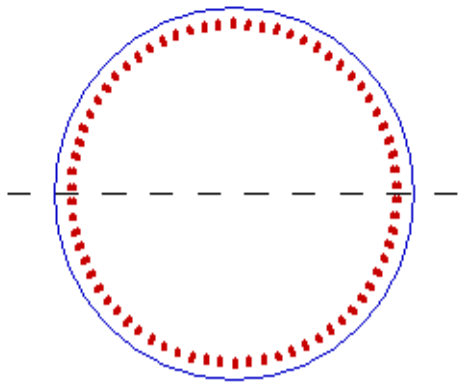
검토단면 : P4(P3)(상시)



검 토 조 건

fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27520 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	3.976 E+12 mm⁴
Iy	=	3.976 E+12 mm⁴
Ag	=	7.069 E+06 mm²
Lu	=	10700.0 mm
Kx	=	2.10
Ky	=	2.10
ρ	=	1.272 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 194.201 mm

ØP_min = 118196.300 KN

ØM_min = 22953.850 KN · m

▷ 평형 편심 상태

eb = 930.065 mm

ØPb = 57735.180 KN

ØMb = 53697.460 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 89936.000 mm²

▶ P4(P3)(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P4(P3)(상시)

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 30 MPa, fy = 400 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 27520 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.90

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 3000.00 mm
철근 피복두께(d') : 139.50 mm
비지지 길이 (Lu) : 10700.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 70ea = 44968.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 70ea = 44968.0 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 89936.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 30345.983 KN

계수모멘트(X) : Mux = 758.326 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 758.326 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 13921.432 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 13921.432 KN·m

X축 세장비 : λx = 30.0
Y축 세장비 : λy = 30.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.050
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.050

X축 확대모멘트 : δMux = 795.969 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 14612.478 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 14634.141 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 86.882 °

최 소 편 심 : e_min = 194.20 mm
작 용 편 심 : e = 482.24 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1716.087 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85122.456 + 13795.022 + -10383.513 = 88533.966 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57195.149 + 13539.827 + 11610.128 = 82345.104 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.10 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.6521
평 형 축 하 중 : ØPb = 57735.58 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53699.64 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

사용철근비 : Pused = 1.272 %

Pn = Cc + Cs + Tt = 123589.713 + 17120.411 + -2384.000 = 138326.124 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 49974.944 + 13748.697 + 2983.204 = 66706.844 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00071
εt = 0.00071 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 89911.978 KN ≥ Pu = 30345.983 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 43359.447 KN·m ≥ Mu = 14634.141 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 10669.414 KN

계수모멘트(X) : Mux = 12793.547 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 12793.547 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 13402.773 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 13402.773 KN·m

X축 세장비 : λx = 30.0
Y축 세장비 : λy = 30.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.017
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.017

X축 확대모멘트 : δMux = 13009.866 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 13629.393 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 18841.893 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 46.332 °

최 소 편 심 : e_min = 194.20 mm
작 용 편 심 : e = 1765.97 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1716.270 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85122.437 + 13796.383 + -10382.647 = 88536.173 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57195.148 + 13540.528 + 11608.728 = 82344.404 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.07 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.6521
평 형 축 하 중 : ØPb = 57735.83 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53698.08 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1136.073 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1765.973 mm ≒ e = 1765.973 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.004592 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 48982.848 + 10430.130 + -17866.773 = 41546.206 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 46177.707 + 11819.618 + 15372.150 = 73369.476 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00459
εy = 0.002 < εt = 0.00459 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.866
설계축하중강도 : ØPn = 35978.566 KN ≥ Pu = 10669.414 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 63537.174 KN·m ≥ Mu = 18841.893 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 25885.897 KN

계수모멘트(X) : Mux = 35699.116 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 35699.116 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 17759.344 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 17759.344 KN·m

X축 세장비 : λx = 30.0
Y축 세장비 : λy = 30.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.042
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.042

X축 확대모멘트 : δMux = 37199.787 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 18505.887 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 41548.671 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 26.449 °

최 소 편 심 : e_min = 194.21 mm
작 용 편 심 : e = 1605.07 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1716.245 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85122.446 + 13794.000 + -10381.820 = 88534.625 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57195.148 + 13539.424 + 11608.742 = 82343.313 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.07 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6521
평 형 축 하 중 : ØPb = 57733.64 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53696.27 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1210.162 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1605.07 mm ≒ e = 1605.07 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %

Pn = Cc + Cs + Tt = 53428.747 + 10881.520 + -17013.625 = 47296.643 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 48485.812 + 12134.954 + 15293.645 = 75914.402 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00413
εy = 0.002 < εt = 0.00413 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.827
설계축하중강도 : ØPn = 39125.153 KN ≥ Pu = 25885.897 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 62798.592 KN·m ≥ Mu = 41548.671 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 21945.266 KN

계수모멘트(X) : Mux = 27556.104 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 27556.104 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 19784.018 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 19784.018 KN·m

X축 세장비 : λx = 30.0
Y축 세장비 : λy = 30.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.035
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.035

X축 확대모멘트 : δMux = 28531.887 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 20484.585 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 35123.878 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 35.677 °

최 소 편 심 : e_min = 194.20 mm
작 용 편 심 : e = 1600.52 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1716.271 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85122.436 + 13795.635 + -10382.440 = 88535.631 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57195.147 + 13540.045 + 11608.678 = 82343.870 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.06 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6521
평 형 축 하 중 : ØPb = 57735.19 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53697.46 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1212.538 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1600.522 mm ≒ e = 1600.522 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %

Pn = Cc + Cs + Tt = 53570.795 + 10895.715 + -16988.224 = 47478.287 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 48555.029 + 12144.330 + 15290.695 = 75990.050 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00411
εy = 0.002 < εt = 0.00411 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.826
설계축하중강도 : ØPn = 39221.286 KN ≥ Pu = 21945.266 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 62774.537 KN·m ≥ Mu = 35123.878 KN·m ∴ O.K

(5) Load Case 5

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 18550.675 KN

계수모멘트(X) : Mux = 35699.116 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 35699.116 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 17759.344 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 17759.344 KN·m

X축 세장비 : λx = 30.0
Y축 세장비 : λy = 30.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.030
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.030

X축 확대모멘트 : δMux = 36761.888 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 18288.044 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 41059.578 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 26.449 °

최 소 편 심 : e_min = 194.21 mm
작 용 편 심 : e = 2213.37 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1716.245 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85122.446 + 13794.000 + -10381.820 = 88534.625 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57195.148 + 13539.424 + 11608.742 = 82343.313 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.07 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6521
평 형 축 하 중 : ØPb = 57733.64 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53696.27 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 990.176 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2213.373 mm ≒ e = 2213.374 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.00571 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 40467.670 + 9481.727 + -19517.886 = 30431.510 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 40976.741 + 11094.436 + 15285.131 = 67356.296 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00571
0.005 ≤ εt = 0.00571 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.900
설계축하중강도 : ØPn = 27388.359 KN ≥ Pu = 18550.675 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 60620.665 KN·m ≥ Mu = 41059.578 KN·m ∴ O.K

(6) Load Case 6

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 14610.044 KN

계수모멘트(X) : Mux = 27556.104 KN·m

Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 27556.104 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 19784.018 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 19784.018 KN·m

X축 세장비 : λx = 30.0
Y축 세장비 : λy = 30.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.023
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.023

X축 확대모멘트 : δMux = 28198.130 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 20244.963 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 34713.010 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 35.677 °

최 소 편 심 : e_min = 194.20 mm
작 용 편 심 : e = 2375.97 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1716.271 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85122.436 + 13795.635 + -10382.440 = 88535.631 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57195.147 + 13540.045 + 11608.678 = 82343.870 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.06 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6521
평 형 축 하 중 : ØPb = 57735.19 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53697.46 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 952.56 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2375.969 mm ≒ e = 2375.969 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.006054 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 38328.671 + 9222.853 + -19944.054 = 27607.470 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 39505.389 + 10880.223 + 15208.886 = 65594.494 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00605
0.005 ≤ εt = 0.00605 -------> 인장지배단면

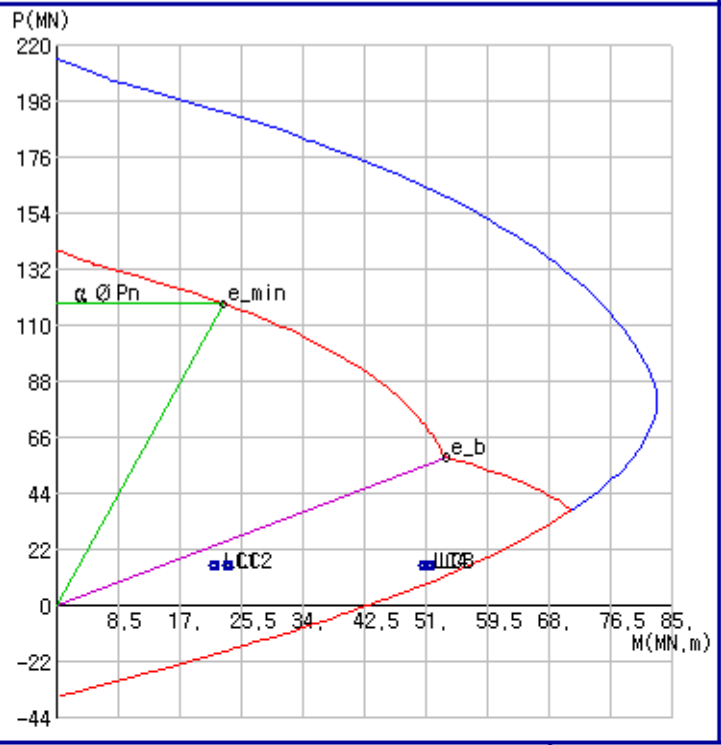
강도 감소 계수 : Ø = 0.900
설계축하중강도 : ØPn = 24846.723 KN ≥ Pu = 14610.044 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 59035.043 KN·m ≥ Mu = 34713.010 KN·m ∴ O.K

7.2 기둥해석

2) 지진시

▶ **P - M 상관도**

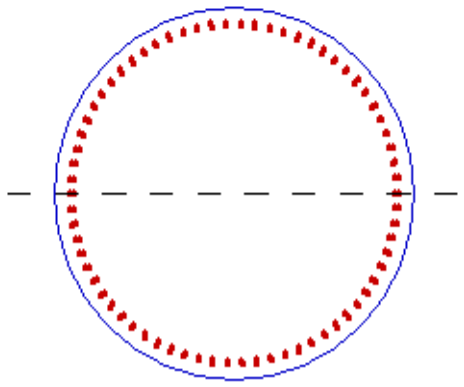
검토단면 : P4(P3)(지진시)



검 토 조 건

fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27520 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	3.976 E+12 mm⁴
Iy	=	3.976 E+12 mm⁴
Ag	=	7.069 E+06 mm²
Lu	=	10700.0 mm
Kx	=	2.10
Ky	=	2.10
ρ	=	1.272 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 194.207 mm

ØP_min = 118196.300 KN

ØM_min = 22954.490 KN · m

▷ 평형 편심 상태

eb = 930.070 mm

ØPb = 57787.170 KN

ØMb = 53746.120 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 89936.000 mm²

▶ P4(P3)(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P4(P3)(지진시)

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 30 MPa, fy = 400 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 27520 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 1.00

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 3000.00 mm
철근 피복두께(d') : 139.50 mm
비지지 길이 (Lu) : 10700.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 70ea = 44968.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 70ea = 44968.0 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 89936.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 15841.882 KN

계수모멘트(X) : Mux = 20435.279 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 20435.279 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 5021.112 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 5021.112 KN·m

X축 세장비 : λx = 30.0
Y축 세장비 : λy = 30.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.025
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.025

X축 확대모멘트 : δMux = 20952.560 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 5148.212 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 21575.770 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 13.805 °

최 소 편 심 : e_min = 194.21 mm
작 용 편 심 : e = 1361.94 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1716.290 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85122.430 + 13790.372 + -10379.488 = 88533.313 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57195.147 + 13538.444 + 11608.067 = 82341.655 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.06 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.6528
평 형 축 하 중 : ØPb = 57798.63 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53756.43 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1352.957 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1361.945 mm ≒ e = 1361.945 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.003374 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 62173.850 + 11734.930 + -15348.178 = 58560.602 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 52231.710 + 12656.109 + 14868.482 = 79756.294 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00337
εy = 0.002 < εt = 0.00337 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.810
설계축하중강도 : ØPn = 47449.481 KN ≥ Pu = 15841.882 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 64623.563 KN·m ≥ Mu = 21575.770 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 15841.882 KN

계수모멘트(X) : Mux = 210.909 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 210.909 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 23085.666 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 23085.666 KN·m

X축 세장비 : λx = 30.0
Y축 세장비 : λy = 30.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.025
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.025

X축 확대모멘트 : δMux = 216.248 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 23670.037 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 23671.024 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 89.477 °

최 소 편 심 : e_min = 194.21 mm
작 용 편 심 : e = 1494.21 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1716.225 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85122.453 + 13790.670 + -10381.415 = 88531.708 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57195.149 + 13537.463 + 11608.974 = 82341.584 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.08 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020

강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6528
평 형 축 하 중 : ØPb = 57792.67 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53751.82 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1270.117 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1494.206 mm ≒ e = 1494.205 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.003788 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 57076.306 + 11242.808 + -16318.350 = 52000.764 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 50175.146 + 12366.716 + 15157.970 = 77699.830 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00379
εy = 0.002 < εt = 0.00379 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.859
설계축하중강도 : ØPn = 44650.820 KN ≥ Pu = 15841.882 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 66717.503 KN·m ≥ Mu = 23671.024 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 15841.882 KN

계수모멘트(X) : Mux = 49884.799 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 49884.799 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 5021.112 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 5021.112 KN·m

X축 세장비 : λx = 30.0
Y축 세장비 : λy = 30.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.025
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.025

X축 확대모멘트 : δMux = 51147.540 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 5148.212 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 51405.981 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 5.748 °

최 소 편 심 : e_min = 194.20 mm
작 용 편 심 : e = 3244.94 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1716.283 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85122.432 + 13794.480 + -10381.856 = 88535.056 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57195.147 + 13539.518 + 11608.493 = 82343.157 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.06 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6529
평 형 축 하 중 : ØPb = 57808.46 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53765.49 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 825.002 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 3244.941 mm ≒ e = 3244.942 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.007454 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 31288.801 + 8326.474 + -21425.487 = 18189.788 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 34179.504 + 10077.997 + 14767.297 = 59024.795 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00745
0.005 ≤ εt = 0.00745 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000
설계축하중강도 : ØPn = 18189.788 KN ≥ Pu = 15841.882 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 59024.795 KN·m ≥ Mu = 51405.981 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 15841.882 KN

계수모멘트(X) : Mux = 210.909 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 210.909 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 49390.192 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 49390.192 KN·m

X축 세장비 : λx = 30.0
Y축 세장비 : λy = 30.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.025
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.025

X축 확대모멘트 : δMux = 216.248 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 50640.413 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 50640.875 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 89.755 °

최 소 편 심 : e_min = 194.21 mm
작 용 편 심 : e = 3196.65 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 1716.284 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85122.432 + 13790.633 + -10381.363 = 88531.702 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57195.147 + 13537.025 + 11608.516 = 82340.688 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.07 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0020
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6527

평 형 축 하 중 : ØPb = 57787.17 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53746.12 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 830.299 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 3196.645 mm ≒ e = 3196.645 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.007384 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 31574.096 + 8365.123 + -21384.800 = 18554.419 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 34410.042 + 10113.355 + 14788.501 = 59311.898 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00738
0.005 ≤ εt = 0.00738 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000
설계축하중강도 : ØPn = 18554.419 KN ≥ Pu = 15841.882 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 59311.898 KN·m ≥ Mu = 50640.875 KN·m ∴ O.K

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 V = 4980.660 KN (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Zs = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{3000}{2} - 140\right) = 866.1 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Zs = \frac{3000}{2} + 866.121 = 2366.12 \text{ mm}$$

Vn = Vmax / Φ = 4980.660 / 1 = 4980.660 KN

Vc = $1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d$ = 1/6 × √ 30.00 × 3000.0 × 2366.12 / 1000
= 6479.890 KN

Vc = $1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d$ = 6479.890 KN > Vn = 4980.660 KN

1/2×Vc = $1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d \times 1/2$ = 3239.945 KN < Vn = 4980.660 KN

∴ **최소전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 300.0 ㎜

· Req. As
- 0.35 bw s / fy = 787.50 ㎟ **(최소전단철근 필요시)**
- Vs s / (ϕv fy d) = 0.00 ㎟ ☜ **(전단철근 필요시)**

∴ USE Av = H 25 × 2 ea = 1013.400 ㎟

1013.400 ㎟ > 787.500 ㎟ O.K

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

부재최소단면치수의 1/4 = 750.000
축방향 철근지름의 6배 = 174.000

중 작은값이므로 174 mm 를 초과하지 않아야 한다.

- 기둥에서의 단부구역 길이

· 기둥의 최대단면치수 = 3000.000
· 기둥 순높이의 1/6 = 1283.333
· 45 cm 이상 = 450.000

중 큰값이므로 3000 mm 이상 설치한다.

- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

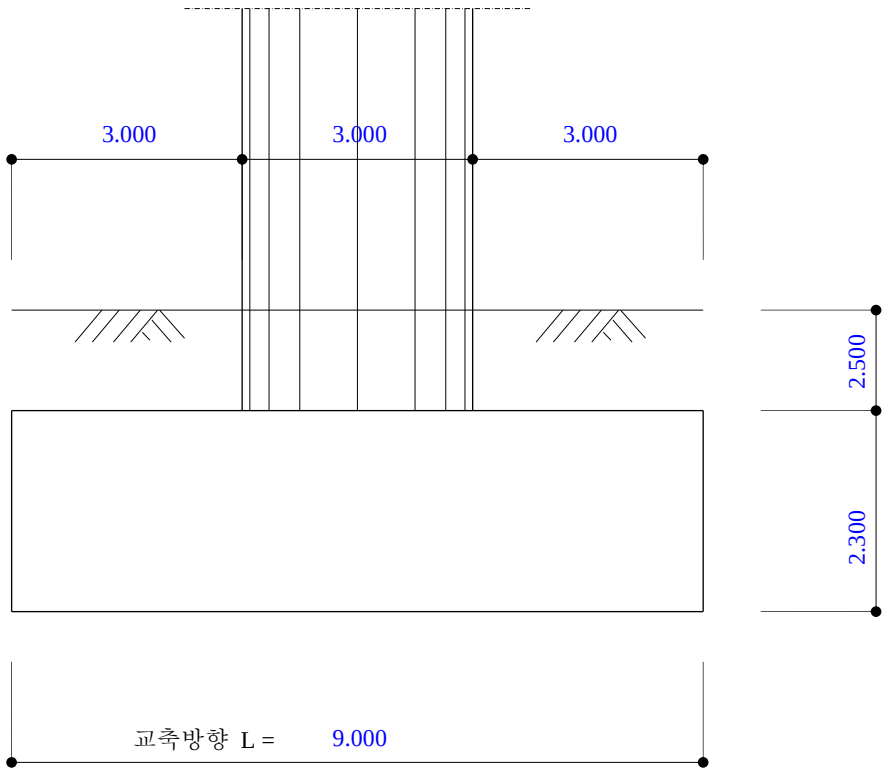
· 기둥치수의 0.5배이상연장 = 1500.000
· 38 cm 이상 = 380.000

중 큰값이므로 1500 mm 이상 설치한다.

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



교축직각방향 B = 9.000 m

가) 기초의 자중

	9.000	×	2.300	×	9.000	×	24.500	=	4564.350 kN
						∑		=	4564.350 kN

나) 흙의 자중

	9.000	×	2.500	×	9.000	×	19.000	=	3847.500 kN
-	π	×	3.000	²/4	×	2.500	×	19.000	=	-335.758 kN
							∑	=	3511.742 kN

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V2 = 4564.350 + 3511.742 = 8076.09 \text{ kN}$$

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 50	1000.000	18356.727	13155.040	
적 용	**combo 50**	**1000.000**	**18356.727**	**13155.040**	
평상시 최대모멘트	combo 52	1825.341	13336.767	16213.576	
적 용	**combo 52**	**1825.341**	**13336.767**	**16213.576**	
지진시	combo 56	3617.750	15846.747	49427.476	1.0

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 50	2287.314	18356.727	25701.678	
적 용	**combo 50**	**2287.314**	**18356.727**	**25701.678**	
평상시 최대모멘트	combo 48	2287.314	18356.727	25701.678	
적 용	**combo 48**	**2287.314**	**18356.727**	**25701.678**	
지진시	combo 55	4980.660	15846.747	49884.265	1.0

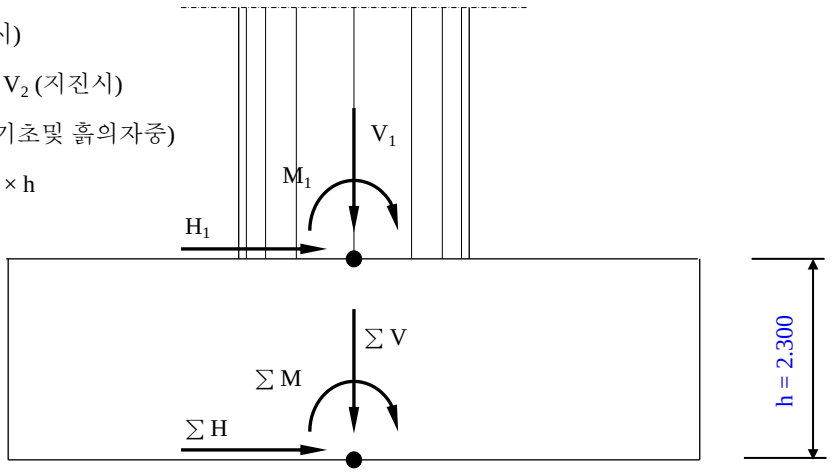
3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

$\sum H = H_1$ (평상시)

$\sum H = H_1 + K_h \times V_2$ (지진시)

$\sum V = V_1 + V_2$ (기초및 흙의자중)

$\sum M = M_1 + \sum H \times h$



가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	1000.000	26432.819	15455.040	0.585	
평상시 최대모멘트	1825.341	21412.859	20411.860	0.953	
지진시	3617.750	23922.839	57748.301	2.414	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	2287.314	26432.819	30962.500	1.171	
평상시 최대모멘트	2287.314	26432.819	30962.500	1.171	
지진시	4980.660	23922.839	61339.783	2.564	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

$Qu = A' \times [\ \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma 1 \cdot B' \cdot Nr + q \cdot Nq\ ]$

N = 50 (기초지반은 지질주상도 참조)

α=	1.0 + 0.3 B/L =	1.0	+	0.3	×	9.000	/	9.000	=	1.300	m
β=	0.5 - 0.1 B/L =	0.5	-	0.1	×	9.000	/	9.000	=	0.400	m

q =	γ2 × Df	=	11.0	×	4.800	=	52.800 kN/m²

Φ= 31 ° (지반조사 보고서 참조)

C = 29 kN/㎡ (지반조사 보고서 참조)

지지력계수 Nc = **40.60** Nq = **25.49** Nr = **23.61**

가) 평 상 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭	B'=	B - 2eb =	9.000	- 2	×	0.953	=	7.093	m
	L'=	L - 2el =	9.000	- 2	×	1.171	=	6.657	m
유효재하면적	A' = B' × L'		=	7.093	×	6.657	=	47.218	m²

지반의 극한지지력

Qu = 47.218 × [1.300 × 29.000 × 40.600 + 0.400 × 11.0 × 7.093 × 23.61 + 52.800 × 25.49] = 170,615 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/3 = 170,615 / 3 = 56,872 kN

Qa = 56,872 kN > Vmax = 26,433 kN - O.K -

나) 지 진 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 9.000 - 2 × 2.414 = 4.172 m

L'= L - 2el = 9.000 - 2 × 2.564 = 3.872 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 4.172 × 3.872 = 16.154 m²

지반의 극한지지력

Qu = 16.154 × [1.300 × 29.000 × 40.600 + 0.400 × 11.0

× 4.172 × 23.61 + 52.800 × 25.49] = 53,468 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/2 = 53,468 / 2 = 26,734 kN

Qa = 26,734 kN > Vmax = 23,923 kN - O.K -

2) 최대 지반반력에 대한 검토

평상시 최대지반반력 -	700.00	kN/m²	지진시 최대지반반력 -	1050.00	kN/m²

가) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 26432.819 / (9.000 × 9.000) × {1 ± (6 × 0.585) / 9.000 }

qmax = 453.533 kN/m²

qmin = 199.129 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 21412.859 / (9.000 × 9.000) × {1 ± (6 × 0.953) / 9.000 }

qmax = 432.355 kN/m²

qmin = 96.357 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 2.414 > B / 6 = 1.500

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B } , (e < B/6 일경우)

= 23922.839 / (9.000 × 9.000) × {1 ± (6 × 2.414) / 9.000 }

= 770.638 , -179.951

q = 2∑V/Lx , (e > B/6 일경우)

= 47845.679 / (9.000 × 6.258) = 849.478 kN/m²

qmax = 849.478 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² qa = 1050.00 kN/m² - O.K -

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 26432.819 / (9.000 × 9.000) × {1 ± (6 × 1.171) / 9.000 }

qmax = 581.166 kN/m²

qmin = 71.496 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 26432.819 / (9.000 × 9.000) × {1 ± (6 × 1.171) / 9.000 }

qmax = 581.166 kN/m²

qmin = 71.496 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 2.564 > L / 6 = 1.500

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L } , (e < B/6 일경우)

= 23922.839 / (9.000 × 9.000) × {1 ± (6 × 2.564) / 9.000 }

= 800.198 , -209.510

q = 2∑V/Bx , (e > B/6 일경우)

= 47845.679 / (9.000 × 5.808) = 915.353 kN/m²

qmax = 915.353 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² qa = 1050.00 kN/m² - O.K -

3) 전도에 대한 검토

기초저면에 대한 하중의 작용위치는 기초 외연단에서 측정하여
저면폭의 1/6(평상시), 1/3(지진시)보다 내측에 있어야 한다.

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 0.953 m

B/6 = 9.000 / 6 = 1.500 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 2.414 m

B/3 = 9.000 / 3 = 3.000 m - O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 1.171 m

L/6 = 9.000 / 6 = 1.500 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 2.564 m

L/3 = 9.000 / 3 = 3.000 m - O.K -

4) 활동에 대한 검토

기초 저면에 작용하는 수평하중에 대해서 저면 지반 안전율은
평상시 1.5 , 지진시 1.2 이상으로 한다.

$Hu = Cb \cdot A' + V \cdot \tan\Phi b$

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력

A' : 유효재하면적

V : 연직하중(부력을 뺀값)

Φb: 기초저면과 지반과의 마찰각

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu = 21412.859 × 0.377 = 8072.648 kN

Hu / H = 8072.6 / 1825.341 = 4.423 > 1.5 - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu = 23922.839 × 0.377 = 9018.910 kN

Hu / H = 9018.9 / 3617.75 = 2.493 > 1.2 - O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu = 26432.82 × 0.377 = 9965.173 kN

Hu / H = 9965.2 / 2287.31 = 4.357 > 1.5 - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu = 23922.84 × 0.377 = 9018.910 kN

Hu / H = 9018.9 / 4980.66 = 1.811 > 1.2 - O.K -

9. 기초의 계수하중 산정

9.1 계수하중산정

1) 상부 반력 집계표

가) 교축직각방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 13	851.386	30345.983	13921.432	
적 용	comb 13	851.386	30345.983	13921.432	
평상시 최대모멘트	comb 19	778.43	21945.266	19784.018	
적 용	comb 19	778.43	21945.266	19784.018	
지진시	comb 26	3617.750	15841.882	49390.192	1.0

나) 교축방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 13	0.000	30345.983	758.326	
적 용	comb 13	0.000	30345.983	758.326	
평상시 최대모멘트	comb 18	3169.159	25885.897	35699.116	
적 용	comb 18	3169.159	25885.897	35699.116	
지진시	comb 25	4980.660	15841.882	49884.799	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우 , 평상시)

∑= 8076.092 × 1.6 = 12921.748 kN

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우 , 평상시)

∑= 8076.092 × 1.35 = 10902.725 kN

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우 , 지진시)

∑= 8076.092 × 1.0 = 8076.092 kN

∑= 4564.350 × 0.154 = 702.910 kN

가) 교축직각방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	851.386	43267.731	15879.620	0.367	
평상시 최대모멘트	778.430	32847.991	21574.407	0.657	
지진시	4320.660	23917.974	59327.710	2.480	

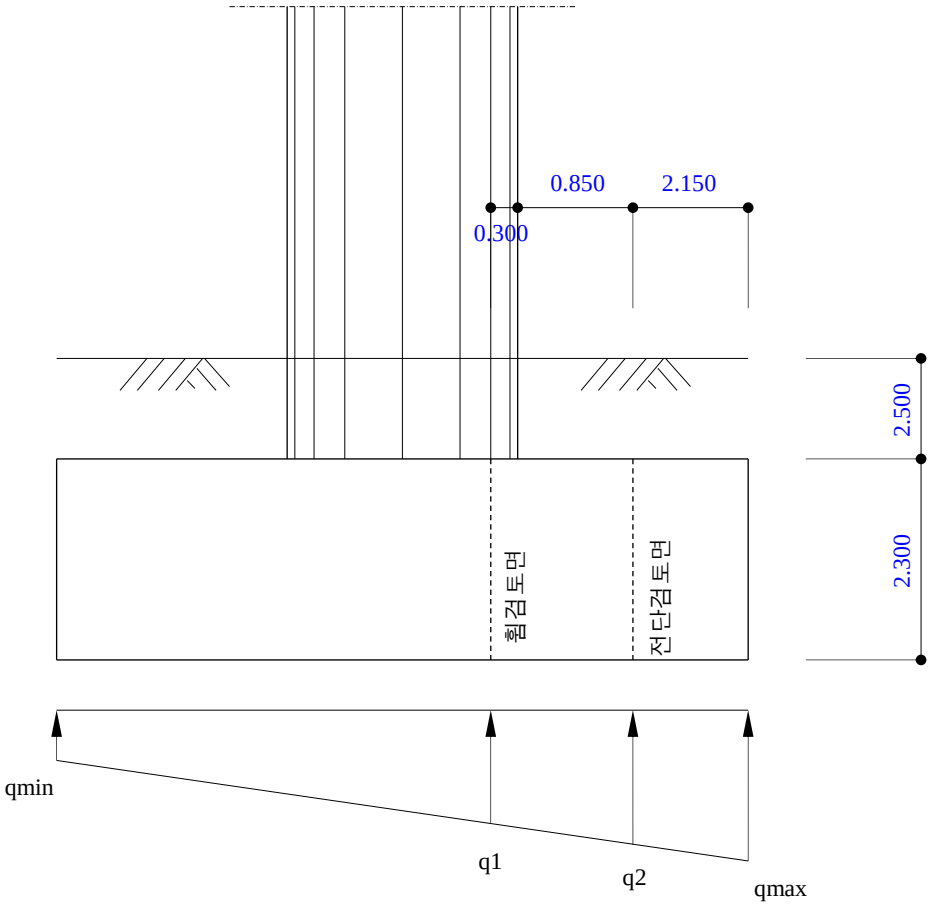
나) 교축방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	0.000	43267.731	758.326	0.018	
평상시 최대모멘트	3169.159	36788.622	42988.182	1.169	
지진시	5683.570	23917.974	62957.010	2.632	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 26432.819 / (9.000 × 9.000) × {1 ± (6 × 0.585) / 9.000 }

qmax = 453.533 kN/m² q1 = 360.252 kN/m²

qmin = 199.129 kN/m² q2 = 392.759 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 21412.859 / (9.000 × 9.000) × {1 ± (6 × 0.953) / 9.000 }

qmax = 432.355 kN/m² q1 = 309.156 kN/m²

qmin = 96.357 kN/m² q2 = 352.089 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 23922.839 / (9.000 × 9.000) × {1 ± (6 × 2.414) / 9.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 47845.679 / (9.000 × 6.258) = 849.478 kN/m²

qmax = 849.478 kN/m² q1 = 773.711 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 929.811 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.300² / 6 ×(2 × 453.533 + 360.252) -

2.300 × 3.300² / 2 × 24.5 × 1.000

= 1993.356 kN·m

Sd= 2.150 / 2 ×(453.533 + 392.759) - 2.300 × 2.150 ×

24.5 × 1.000

= 788.611 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.300² / 6 ×(2 × 432.355 + 309.156) -

2.300 × 3.300² / 2 × 24.5 × 1.000

= 1823.742 kN·m

Sd= 2.150 / 2 ×(432.355 + 352.089) - 2.300 × 2.150 ×

24.5 × 1.000

= 722.125 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.300² / 6 ×(2 × 849.478 + 773.711) -

2.300 × 3.300² / 2 × 24.5 × 1.000

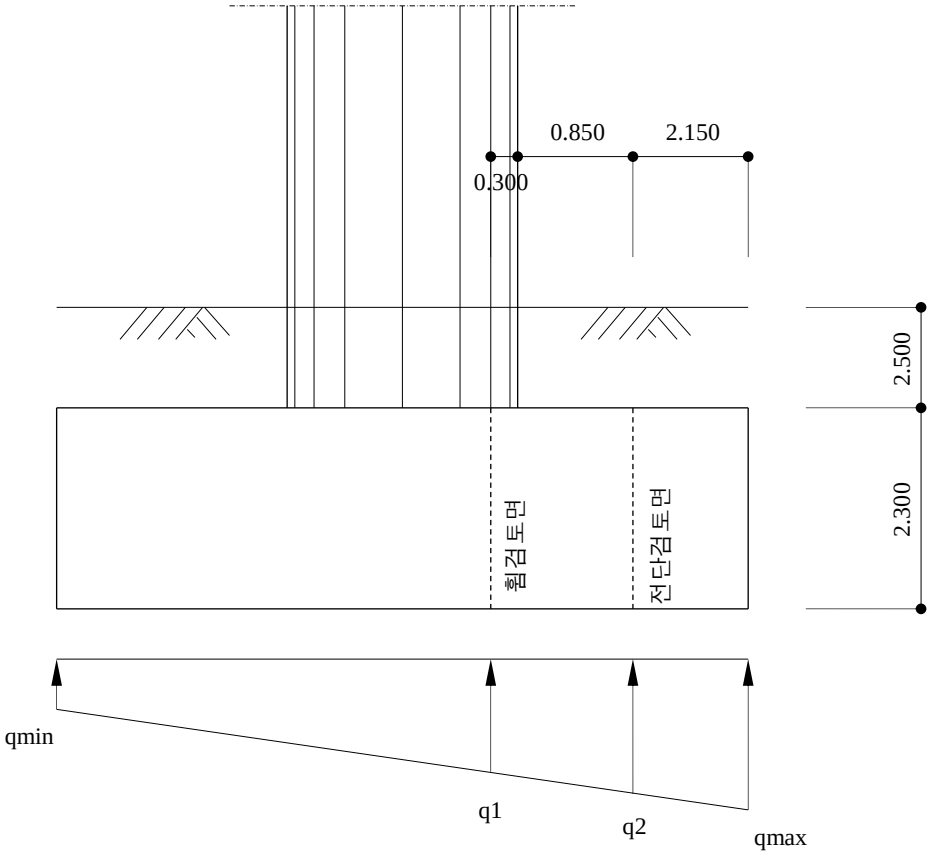
= 4181.066 kN·m

Sd= 2.150 / 2 ×(849.478 + 929.811) - 2.300 × 2.150 ×

24.5 × 1.000

= 1791.583 kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 43267.731 / (9.000 × 9.000) × {1 ± (6 × 0.367) / 9.000 }

qmax = 664.866 kN/m² q1 = 569.022 kN/m²

qmin = 403.473 kN/m² q2 = 602.422 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 32847.991 / (9.000 × 9.000) × {1 ± (6 × 0.657) / 9.000 }

qmax = 583.098 kN/m² q1 = 452.882 kN/m²

qmin = 227.964 kN/m² q2 = 498.260 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 23917.974 / (9.000 × 9.000) × {1 ± (6 × 2.480) / 9.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 47835.949 / (9.000 × 6.059) = 877.282 kN/m²

qmax = 877.282 kN/m² q1 = 399.444 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 565.964 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.300² / 6 ×(2 × 664.866 + 569.022) -

1.60 × 2.300 × 3.300² / 2 × 24.5

= 2955.317 kN·m

Sd= 2.150 / 2 ×(664.866 + 602.422) - 1.60 × 2.300 ×

2.150 × 24.5

= 1168.491 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.300² / 6 ×(2 × 583.098 + 452.882) -

1.35 × 2.300 × 3.300² / 2 × 24.5

= 2524.411 kN·m

Sd= 2.150 / 2 ×(583.098 + 498.260) - 1.35 × 2.300 ×

2.150 × 24.5

= 998.904 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.300² / 6 ×(2 × 877.282 + 399.444) -

1.0 × 2.300 × 3.300² / 2 × 24.5

= 3602.700 kN·m

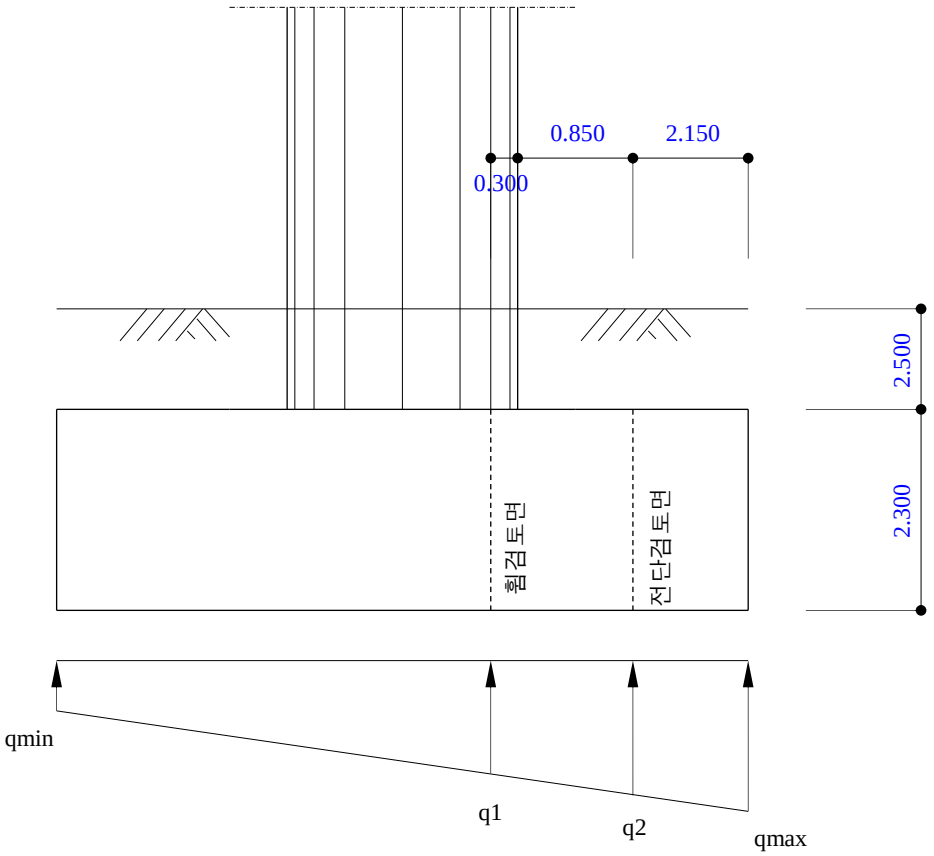
Sd= 2.150 / 2 ×(877.282 + 565.964) - 1.0 × 2.300 ×

2.150 × 24.5

= 1430.337 kN·m

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 26432.819 / (9.000 × 9.000) × {1 ± (6 × 1.171) / 9.000 }

qmax = 581.166 kN/m² q1 = 394.287 kN/m²

qmin = 71.496 kN/m² q2 = 459.412 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 26432.819 / (9.000 × 9.000) × {1 ± (6 × 1.171) / 9.000 }

qmax = 581.166 kN/m² q1 = 394.287 kN/m²

qmin = 71.496 kN/m² q2 = 459.412 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 23922.839 / (9.000 × 9.000) × {1 ± (6 × 2.564) / 9.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 47845.679 / (9.000 × 5.808) = 915.353 kN/m²

qmax = 915.353 kN/m² q1 = 395.248 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 576.497 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.300² / 6 ×(2 × 581.166 + 394.287) -

2.300 × 3.300² / 2 × 24.5 × 1.000

= 2518.440 kN·m

Sd= 2.150 / 2 ×(581.166 + 459.412) - 2.300 × 2.150 ×

24.5 × 1.000

= 997.469 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.300² / 6 ×(2 × 581.166 + 394.287) -

2.300 × 3.300² / 2 × 24.5 × 1.000

= 2518.440 kN·m

Sd= 2.150 / 2 ×(581.166 + 459.412) - 2.300 × 2.150 ×

24.5 × 1.000

= 997.469 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.300² / 6 ×(2 × 915.353 + 395.248) -

2.300 × 3.300² / 2 × 24.5 × 1.000

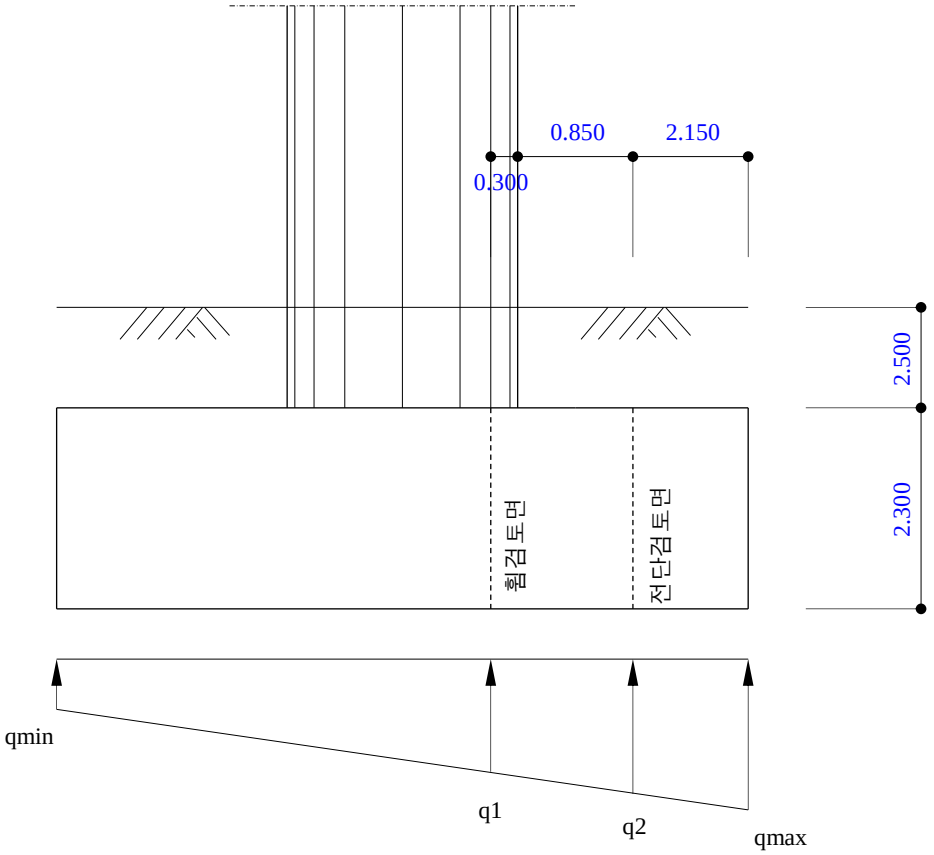
= 3733.282 kN·m

Sd= 2.150 / 2 ×(915.353 + 576.497) - 2.300 × 2.150 ×

24.5 × 1.000

= 1482.587 kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 43267.731 / (9.000 × 9.000) × {1 ± (6 × 0.018) / 9.000 }

qmax = 540.411 kN/m² q1 = 535.834 kN/m²

qmin = 527.928 kN/m² q2 = 537.429 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 36788.622 / (9.000 × 9.000) × {1 ± (6 × 1.169) / 9.000 }

qmax = 807.993 kN/m² q1 = 548.530 kN/m²

qmin = 100.368 kN/m² q2 = 638.949 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 23917.974 / (9.000 × 9.000) × {1 ± (6 × 2.632) / 9.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 47835.949 / (9.000 × 5.603) = 948.553 kN/m²

qmax = 948.553 kN/m² q1 = 389.922 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 584.596 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.300² / 6 ×(2 × 540.411 + 535.834) -

1.6 × 2.300 × 3.300² / 2 × 24.5

= 2443.309 kN·m

Sd= 2.150 / 2 ×(540.411 + 537.429) - 1.6 × 2.300 ×

2.150 × 24.5

= 964.834 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.300² / 6 ×(2 × 807.993 + 548.530) -

1.35 × 2.300 × 3.300² / 2 × 24.5

= 3514.382 kN·m

Sd= 2.150 / 2 ×(807.993 + 638.949) - 1.35 × 2.300 ×

2.150 × 24.5

= 1391.907 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.300² / 6 ×(2 × 948.553 + 389.922) -

1.0 × 2.300 × 3.300² / 2 × 24.5

= 3844.128 kN·m

Sd= 2.150 / 2 ×(948.553 + 584.596) - 1.0 × 2.300 ×

2.150 × 24.5

= 1526.982 kN

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 B = 9.000 m

2) 교축방향 B = 9.000 m

β = 1.000

Asm = 2 / (β + 1) = 1.000 Ass

* 긴변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.4 유효폭을 고려하지 않은 단면력

		교 축 직 각 방 향	교 축 방 향
사용하중	모 멘 트(KN·m)	**1993.356**	**2518.440**
계수하중	전 단 력(KN)	**1430.337**	**1526.982**
	모 멘 트(KN·m)	**3602.700**	**3844.128**

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

.

10.5 유효폭을 고려한 단면력

		교 축 직 각 방 향 kN/m²	교 축 방 향 kN/m²
사용하중	모 멘 트(KN·m)	**1993.356**	**2518.440**
계수하중	전 단 력(KN)	**1430.337**	**1526.982**
	모 멘 트(KN·m)	**3602.700**	**3844.128**

10.6 기초 단면 검토

1) 교축직각방향

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.90 Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2300.00	2156.69	143.31	3602.700	1430.337	1993.356

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 7150.400 mm^2 [사용률 1.515]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 112.163 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.04522 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.90 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 4721.274 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 86319.80 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 7548.42 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 6295.03 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 114.041 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 5404.852 kN · mm

ΦMn > Mu (= 3602.700 kN · m) [사용률 = 1.500] ∴ **O.K!!**

나) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

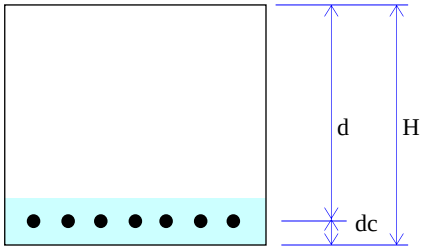
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2156.69 / 1000

= 1673.46 kN

ΦVc= 1673.46 > Vu = 1430.337 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2300.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	2156.69	mm,	dc =	143.31	mm ,
Mo =	1993.356	kN· m,	As =	7150.400	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √ (1 + (2 · b · d/n · As)) = 417.282 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 138.172 Mpa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 141.612 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.500 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 337.345 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 337 mm **O.K!!**

2) 교축방향

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.90 Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2300.00	2156.69	143.31	3844.128	1526.982	2518.440

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2	,	d1 =	100 mm
Use As (2단)	:	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm^2	,	d2 =	200 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2	,	d2 =	0 mm

→ Use As (total) = 7150.400 mm^2 [사용률 1.418]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 112.163 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.04522 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.90 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 5043.678 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 86319.80 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 7548.42 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 6724.90 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 114.041 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 5404.852 kN · mm

ΦMn > Mu (= 3844.128 kN · m) [사용률 = 1.406] ∴ **O.K!!**

나) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

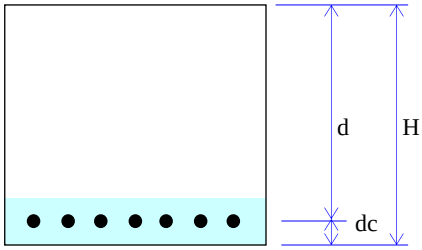
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2156.69 / 1000

= 1673.46 kN

ΦVc= 1673.46 > Vu = 1526.982 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2300.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	2156.69	mm,	dc =	143.31	mm ,
Mo =	2518.440	kN· m,	As =	7150.400	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √ (1 + (2 · b · d/n · As)) = 417.282 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 174.569 Mpa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 168.879 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.500 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 247.559 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 248 mm **O.K!!**

10.7 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 기둥검토

가) 최대반력 산정

▣ 최대 연직하중(V_u) : 30345.983 kN

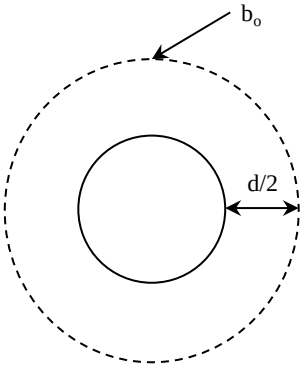
▣ 펀치 전단 검토위치 : 기둥전면 d/2

▣ 위험단면 길이(b_o)

b_o = $2 \times \pi \times (r + d/2)$

= $2\pi \times ($ 1.500 + 1.078 $)$

= 16.200 m



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

▣ β_c = 1.000 (짧은변에 대한 긴 변의 비) , a_s = 40

▣ 공칭전단강도 V_c

V_{c1} = $1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= $1/6 \times ($ 1 + 2 $) \times$ 5477.226 × 16.200 × 2.157

= 95682.720 kN

V_{c2} = $1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= $1/6 \times ($ 1 + 2.663 $) \times$ 5477.226 × 16.200 × 2.157

= 116828.601 kN

V_{c3} = $1/3 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= 1/3 × 5477.226 × 16.200 × 2.157

= 63788.480 kN

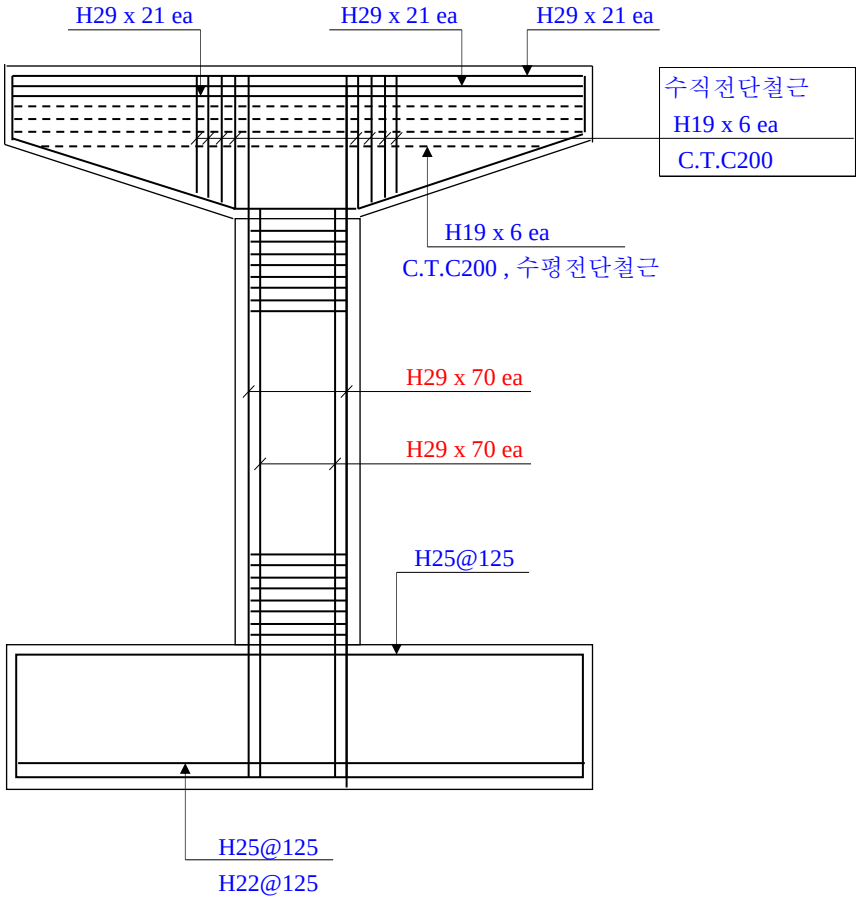
☞ Min (V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 63788.480 kN

∴ ΦV_c = 0.85 × 63788.480

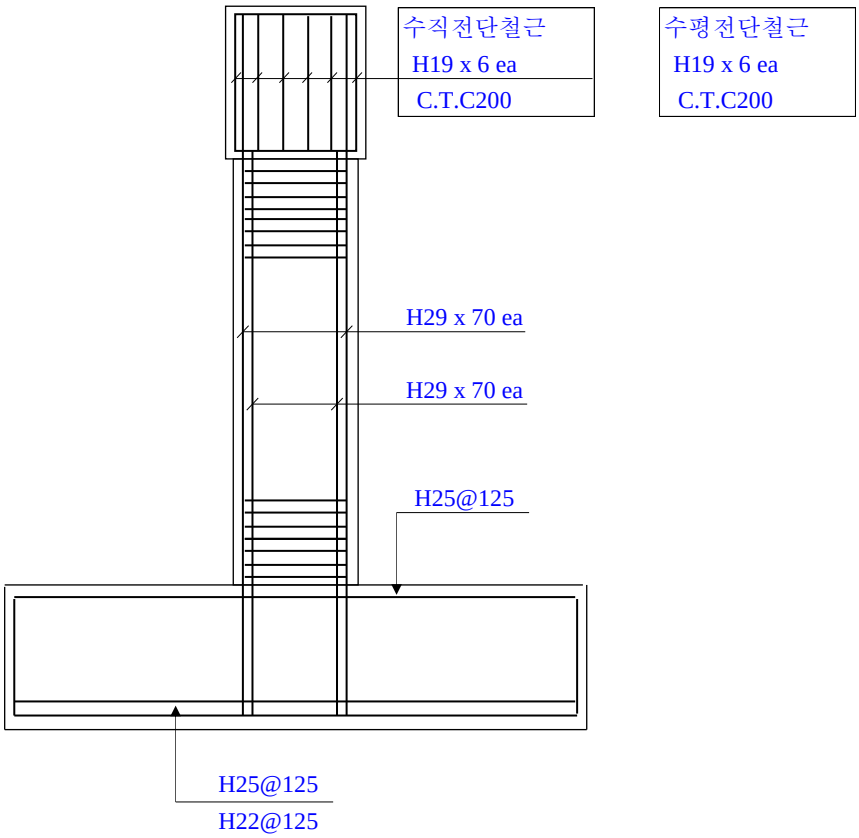
= 54220.208 kN ≥ V_u = 30345.983 kN ---- **O.K**

11. 주철근 조립도 P4(P3)

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 5170.72 kN

R_{d1} = 983.28 kN

- 활하중

R_L = 987.51 kN

- 원심하중

H_{Cf} = 222.33 / 5 = 44.467 kN

P_{Cf} = 125.62 kN

- 차량횡하중

H_N = 0.00 / 5 = 0.000 kN

P_N = 0.00 kN

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

H_w = 1.500 × 7.400 × 24.970 / 2 / 5 shoe = 27.717 kN

P_w = 63.679 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 406.760 kN R_{EQ} = 356.234 kN

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 5170.72 kN

R_{d1} = 983.280 kN

- 활하중

R_L = 987.51 kN

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

H_A = 663.03 / 5 shoe = 132.606 kN

- 장대레일종하중

H_R = 149.82 / 5 shoe = 29.964 kN

- 온도하중

Ts = 775.61 / 5 shoe = 155.12 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 1031.983 kN

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

연직하중	983.28	+	987.51	=	1970.785	kN
교축방향하중				=	155.122	kN
교축직각방향하중				=	0.000	kN
허용응력 할증계수				=	1.00	
할증적용 연직하중	1970.79	/	1.00	=	1970.785	kN
할증적용 교축하중	155.12	/	1.00	=	155.122	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00	=	0.000	kN

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	983.28	+	987.51	+	125.62	=	2096.403	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	44.467	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2096.40	/	1.00			=	2096.403	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	44.47	/	1.00			=	44.467	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	983.28	+	987.51			=	1970.785	kN
교축방향하중						=	29.964	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1970.79	/	1.00			=	1970.785	kN
할증적용 교축하중	29.96	/	1.00			=	29.964	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	983.280	kN
교축방향하중						=	29.964	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	983.28	/	1.00			=	983.280	kN
할증적용 교축하중	29.96	/	1.00			=	29.964	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	983.28	+	987.51			=	1970.785	kN
교축방향하중	132.61	+	29.96			=	162.570	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1970.79	/	1.15			=	1713.726	kN
할증적용 교축하중	162.57	/	1.15			=	141.365	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	983.28	+	987.51	+	125.62			
		+	0.00	+	63.68	=	2160.082	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	44.47	+	0.00	+	27.72	=	72.183	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	2160.08	/	1.25			=	1728.066	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	72.18	/	1.25			=	57.747	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

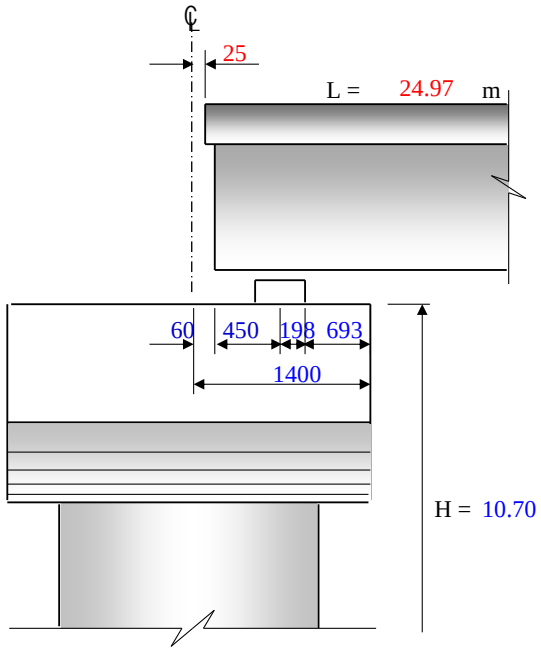
연직하중	983.28	+	987.51	+	356.23	=	2327.019	kN
교축방향하중						=	1031.983	kN
교축직각방향하중						=	406.760	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2327.02	/	1.60			=	1454.387	kN
할증적용 교축하중	1031.98	/	1.60			=	644.989	kN
할증적용 교직하중	406.76	/	1.60			=	254.225	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2500 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2160.082	72.183	406.760
교축방향		162.570	1031.983

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 395 × 551 mm
- 높 이 : 192 mm



4) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

= 692.500 > 250.00

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P8-108]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

Φ = 0 ° N = 292.982

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 450 mm

S_2 = 395 / 2 = 197.5 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 325 mm

$S_1 + S_2 + S_3$ = 450 + 197.5 + 325 = 972.5 mm

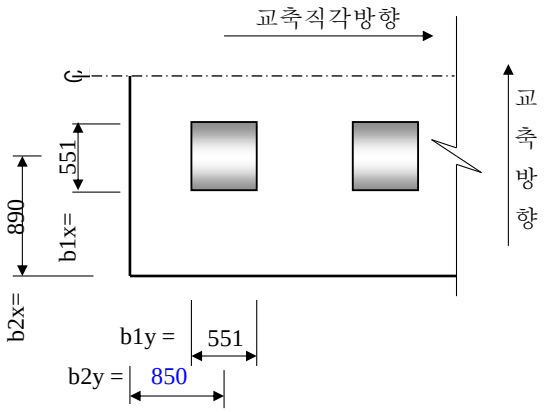
∴ Max (N, ∑S) = 972.5 mm < 1340.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 : 2096.40 kN
- 수평하중 상시
- 교 축 방 향 : 155.12 kN
- 교축직각방향 : 57.75 kN

- 연직하중 지진시 : 1454.39 kN
- 수평하중 지진시
- 교 축 방 향 : 644.99 kN
- 교축직각방향 : 254.23 kN

7) 연직하중에대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 890 = 1780.0 < 5 × b1x = 2755.0 mm

bcy = 2 × b2y = 2 × 850 = 1700.0 < 5 × b1y = 2755.0 mm

A_{sx1} = ¼×(1 - b1x/bcx) ×P/fsa

$A_{sx1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 551 / 1780) × 2096403 / 180

= 2010.36 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 551 / 1780) × 1454387 / 180

= 1394.70 mm^2 (지진시)

A_{sy1} = ¼×(1 - b1y/bcy) ×P/fsa

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 551 / 1700) × 2096403 / 180

= 1967.95 mm^2 (상시)

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 551 / 1700) × 1454387 / 180

= 1365.27 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에대한 보강

A_{sx2} = Hx / fsa

$A_{sx2(상시)}$ = 155122 / 180 = 861.79 mm^2 (상시)

$A_{sx2(지진)}$ = 644989 / 180 = 3583.27 mm^2 (지진시)

A_{sy2} = Hy / fsa

$A_{sy2(상시)}$ = 57747 / 180 = 320.81 mm^2 (상시)

$A_{sy2(지진)}$ = 254225 / 180 = 1412.36 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1441.0 mm

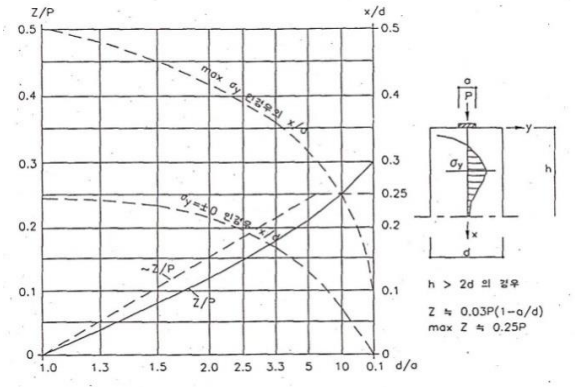
(인근슈와 코핑의 크기를 고려)

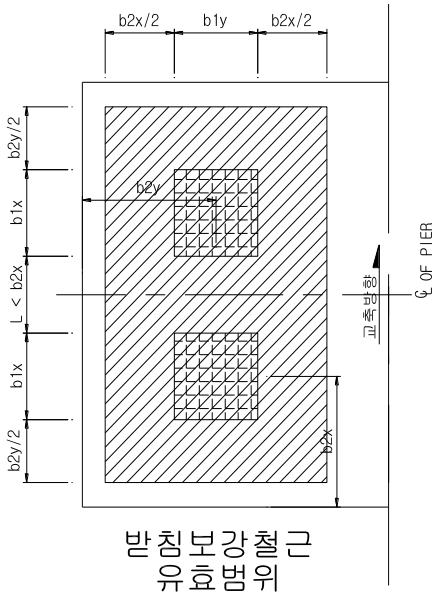
B_{x2} = 720.5 + 510.0 = 1230.5 mm

B_{xuse} = 125 × 9 = 1125.0 mm

B_{y1} = b1x + b2y = 1401.0 mm

B_{yuse} = 125 × 11 = 1375.0 mm





받침보강철근 유효범위

<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max σy 와 σy = 0 의 위치.

구 분	d / a	x / d	x
교축직각방향	1401.0 / 551.0 = 2.543	0.38	532
교 축 방 향	1441.0 / 551.0 = 2.615	0.37	533

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 2010.36 + 861.79 = 2872.15 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 1394.70 + 3583.27 = 4977.97 mm^2 (지진시)

Use Asx = H19 - 10 EA × 2 단 = 5730 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

A_{sy} = Asy1 + Asy2 =

$A_{sy(상시)}$ = 1967.95 + 320.81 = 2288.76 mm^2 (상시)

$A_{sy(지진)}$ = 1365.27 + 1412.36 = 2777.63 mm^2 (지진시)

Use Asy = H16 - 11 EA × 2 단 = 4369 mm^2 **- O.K -**

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{644989}{180} = 3583.27 \ mm^2$$

Use Asx = H16 - 11 EA × 2 EA = 4369 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{254225}{180} = 1412.36 \ mm^2$$

Use Asy = H16 - 11 EA × 2 EA = 4369 mm^2 **- O.K -**

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{Hs}{Ar}$$

Hs: 수평력(N)

Ar: 전단 파괴 면적 (mm^2)

V : 전단응력 [0.7 Mpa]

- 교축방향

Ar= √2 x (2x + 2a + b)

= √2 ×890× (2 ×890 + 2 × 50 + 551) = 3059778 mm^2

$$V = \frac{644989}{3059778} = 0.211 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

Ar= √2 y (2y + 2a + b)

= √2 ×850× (2 ×850 + 2 × 50 + 551) = 2826094 mm^2

$$V = \frac{57747}{2826094} = 0.020 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

12.2 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 5170.72 kN

R_{d1} = 983.28 kN

- 활하중

R_L = 987.51 kN

- 원심하중

H_{Cf} = 309.78 / 5 = 61.957 kN

P_{Cf} = 175.03 kN

- 차량횡하중

H_N = 0.00 / 5 = 0.000 kN

P_N = 0.00 kN

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

H_w = 1.500 × 7.400 × 24.970 / 2 / 5 shoe = 27.717 kN

P_w = 63.679 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 307.640 kN R_{EQ} = 269.521 kN

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 5170.72 kN

R_{d1} = 983.280 kN

- 활하중

R_L = 987.51 kN

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

H_A = 663.030 / 5 shoe = 132.606 kN

- 장대레일종하중

H_R = 149.82 / 5 shoe = 29.964 kN

- 온도하중

Ts = 775.61 / 5 shoe = 155.12 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 0.000 kN

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

연직하중	983.28	+	987.51	=	1970.785	kN
교축방향하중				=	155.122	kN
교축직각방향하중				=	0.000	kN
허용응력 할증계수				=	1.00	
할증적용 연직하중	1970.79	/	1.00	=	1970.785	kN
할증적용 교축하중	155.12	/	1.00	=	155.122	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00	=	0.000	kN

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	983.28	+	987.51	+	175.03	=	2145.812	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	61.957	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2145.81	/	1.00			=	2145.812	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	61.96	/	1.00			=	61.957	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	983.28	+	987.51			=	1970.785	kN
교축방향하중						=	29.964	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1970.79	/	1.00			=	1970.785	kN
할증적용 교축하중	29.96	/	1.00			=	29.964	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	983.280	kN
교축방향하중						=	29.964	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	983.28	/	1.00			=	983.280	kN
할증적용 교축하중	29.96	/	1.00			=	29.964	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	983.28	+	987.51			=	1970.785	kN
교축방향하중	132.61	+	29.96			=	162.570	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1970.79	/	1.15			=	1713.726	kN
할증적용 교축하중	162.57	/	1.15			=	141.365	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	983.28	+	987.51	+	175.03			
		+	0.00	+	63.68	=	2209.492	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	61.96	+	0.00	+	27.72	=	89.673	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	2209.49	/	1.25			=	1767.593	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	89.67	/	1.25			=	71.739	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

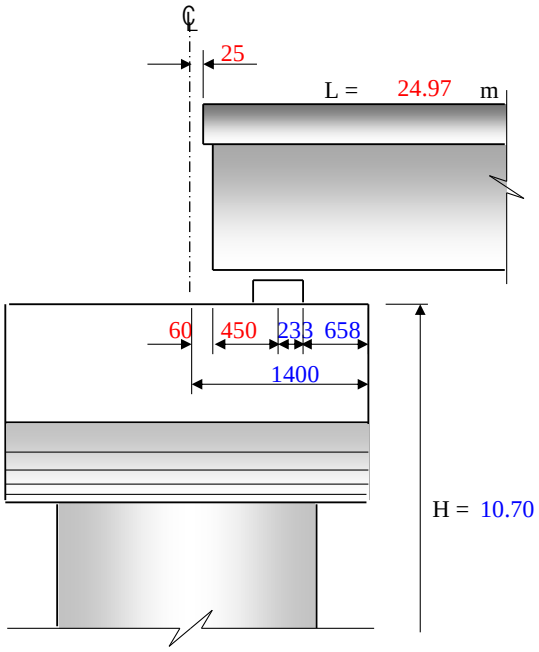
연직하중	983.28	+	987.51	+	269.52	=	2240.306	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	307.640	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2240.31	/	1.60			=	1400.191	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	307.64	/	1.60			=	192.275	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2500 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2209.492	89.673	307.640
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 465 × 535 mm
- 높 이 : 175 mm



4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

a = 250 mm [ℓ > 40m]

= 657.500 > 250.00

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P662]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

Φ = 0 ° N = 292.982

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 450 mm

S_2 = 465 / 2 = 232.5 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 325 mm

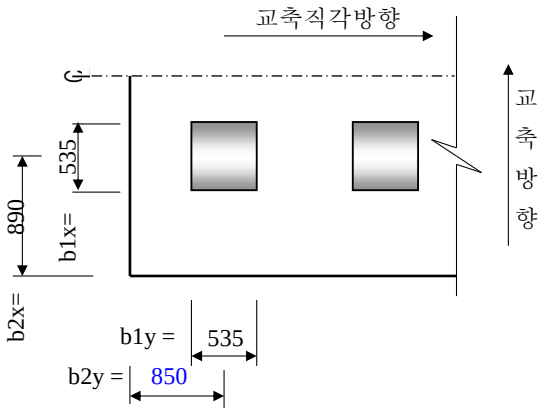
$S_1 + S_2 + S_3$ = 450 + 232.5 + 325 = 1007.5 mm

∴ Max (N, ∑S) = 1007.5 mm < 1340.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	2145.81 kN	- 연직하중 지진시 :	1400.19 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	155.12 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	71.74 kN	- 교축직각방향 :	192.28 kN

7) 연직하중에 대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 890 = 1780.0 < 5 × b1x = 2675.0 mm

bcy = 2 × b2y = 2 × 850 = 1700.0 < 5 × b1y = 2675.0 mm

A_{sx1} = ¼×(1 - b1x/bcx) ×P/fsa

$A_{sx1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 535 / 1780) × 2145812 / 180

= 2084.53 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 535 / 1780) × 1400191 / 180

= 1360.20 mm^2 (지진시)

A_{sy1} = ¼×(1 - b1y/bcy) ×P/fsa

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 535 / 1700) × 2145812 / 180

= 2042.38 mm^2 (상시)

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 535 / 1700) × 1400191 / 180

= 1332.70 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에 대한 보강

A_{sx2} = Hx / fsa

$A_{sx2(상시)}$ = 155122 / 180 = 861.79 mm^2 (상시)

$A_{sx2(지진)}$ = 0 / 180 = 0.00 mm^2 (지진시)

A_{sy2} = Hy / fsa

$A_{sy2(상시)}$ = 71739 / 180 = 398.55 mm^2 (상시)

$A_{sy2(지진)}$ = 192275 / 180 = 1068.19 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1425.0 mm

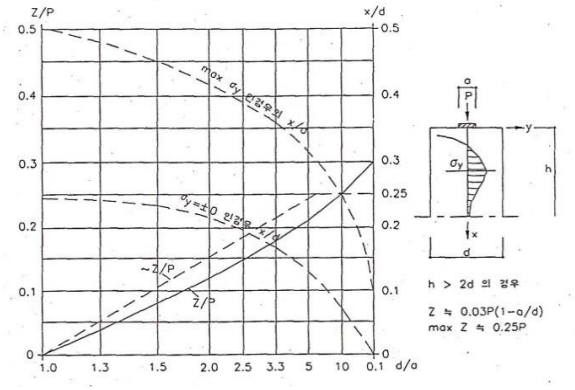
(인근슈와 코핑의 크기를 고려)

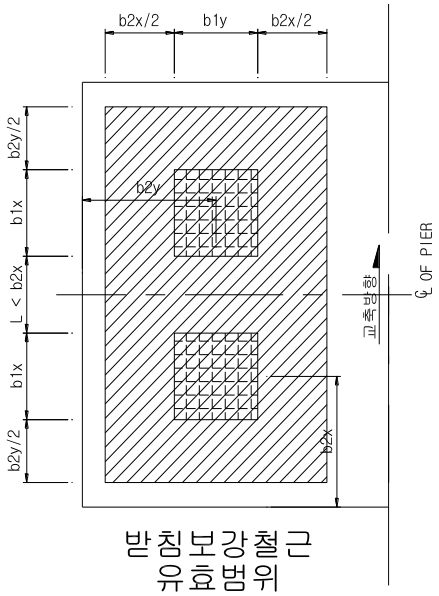
B_{x2} = 712.5 + 510.0 = 1222.5 mm

B_{xuse} = 125 × 9 = 1125.0 mm

B_{y1} = b1x + b2y = 1385.0 mm

B_{yuse} = 125 × 11 = 1375.0 mm





<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max σy 와 σy = 0 의 위치.

구 분	d / a	x / d	x
교축직각방향	1385.0 / 535.0 = 2.589	0.38	526.3
교 축 방 향	1425.0 / 535.0 = 2.664	0.37	527.25

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 2084.53 + 861.79 = 2946.32 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 1360.20 + 0.00 = 1360.20 mm^2 (지진시)

Use Asx = H16 - 10 EA × 2 단 = 3972 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

A_{sy} = Asy1 + Asy2 =

$A_{sy(상시)}$ = 2042.38 + 398.55 = 2440.93 mm^2 (상시)

$A_{sy(지진)}$ = 1332.70 + 1068.19 = 2400.89 mm^2 (지진시)

Use Asy = H16 - 11 EA × 2 단 = 4369 mm^2 **- O.K -**

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{155122}{180} = 861.79 \ mm^2$$

Use Asx = H16 - 11 EA × 2 EA = 4369 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{192275}{180} = 1068.19 \ mm^2$$

Use Asy = H16 - 11 EA × 2 EA = 4369 mm^2 **- O.K -**

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{Hs}{Ar}$$

Hs: 수평력(N)

Ar: 전단 파괴 면적 (mm^2)

V : 전단응력 [0.7 Mpa]

- 교축방향

Ar= √2 x (2x + 2a + b)

= √2 ×890× (2 ×890 + 2 × 50 + 535) = 3039640 mm^2

$$V = \frac{155122}{3039640} = 0.051 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

Ar= √2 y (2y + 2a + b)

= √2 ×850× (2 ×850 + 2 × 50 + 535) = 2806860 mm^2

$$V = \frac{192275}{2806860} = 0.069 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

2.4 옹벽공

2.4.1 A1(H=2.5~3.5m) 좌측

▶ 옹벽 3.5M

1. 일 반 단 면

1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽
기 초 형 식 : 직 접 기 초
옹 벽 높 이 : H = 3.500 M
옹 벽 저 판 : B = 2.500 M

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.400

가속도 계수 A : 0.154
수평지진계수 Kh : 0.077

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : fck = 30.0 MPa
철 근 : fy = 400.0 MPa

2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량(γc) : 24.500 KN/㎥
뒷채움흙의 단위 중량(γt) : 19.000 KN/㎥
뒷채움흙의 내부마찰각(Φ_1) : 30.000 °
지지지반의 내부마찰각(Φ_2) : 30.000 °
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/㎡
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움의 성토높이 : 10.000 m
옹벽전면의 토 피 고(Df) : 1.000 m

2.3 사용토압

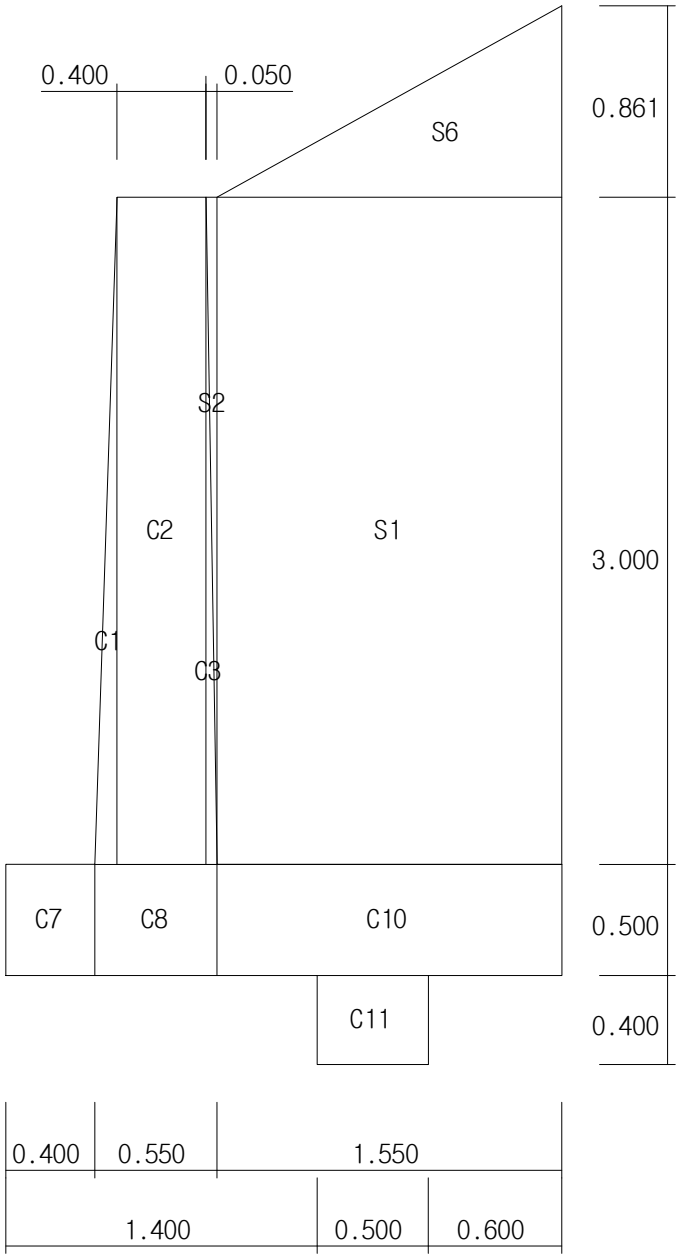
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : qℓ = 35.00 KN/㎡
과재고정하중 : qd = 15.00 KN/㎡

2.5 검토단면



H = 3.500 M B = 2.500 M α = 29.050 °

3. 안 정 계 산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	ɣ	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.150	24.5	3.68	0.077	0.28	0.467	1.500	1.72	0.42
C2	1.200	24.5	29.40	0.077	2.26	0.700	2.000	20.58	4.53
C3	0.075	24.5	1.84	0.077	0.14	0.917	1.500	1.68	0.212
C4	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.725	0.500	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.950	0.500	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.267	0.500	0.00	0.00
C7	0.200	24.5	4.90	0.077	0.38	0.200	0.250	0.98	0.09
C8	0.275	24.5	6.74	0.077	0.52	0.675	0.250	4.55	0.13
C9	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.467	0.500	0.00	0.00
C10	0.775	24.5	18.99	0.077	1.46	1.725	0.250	32.75	0.37
C11	0.200	24.5	4.90	0.077	0.38	1.650	-0.200	8.09	-0.08
소계	2.875		70.44		5.42			70.35	5.68
S1	4.650	19.0	88.35	0.077	6.80	1.725	2.000	152.40	13.61
S2	0.075	19.0	1.43	0.077	0.11	0.933	2.500	1.33	0.27
S3	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	0.950	0.500	0.00	0.00
S4	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.725	0.500	0.00	0.00
S5	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.983	0.500	0.00	0.00
S6	0.667	19.0	12.68	0.077	0.98	1.983	3.787	25.14	3.70
소계	5.392		102.45		7.89			178.88	17.58
총계			172.89		13.31			249.22	23.26

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 28.229 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 41.00 °일때..Ka = 0.6395
α= 40.50 °일때..Ka = 0.6437
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6477
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6514
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6634
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6746
α= 38.00 °일때..Ka = 0.6814

▷ α= 37.50 °일때..Ka = 0.6835 최대값

α= 37.00 °일때..Ka = 0.6808
α= 36.50 °일때..Ka = 0.6730
α= 36.00 °일때..Ka = 0.6599
α= 35.50 °일때..Ka = 0.6414
α= 35.00 °일때..Ka = 0.6172
α= 34.50 °일때..Ka = 0.5870
α= 34.00 °일때..Ka = 0.5506

∴ Ka = 0.684 (쐐기중량 W = 884.877 KN)
Kah = 0.684 ×cos 28.229 ° = 0.602
Kav = 0.684 ×sin 28.229 ° = 0.323

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.602 ×19.0 ×4.361²
= 108.806 KN.m

Pav = 1/2 ×Kav × γt ×H²
= 1/2 ×0.323 ×19.0 ×4.361²
= 58.413 KN/m

y = H / 3 = 4.361 / 3 = 1.454 m
χ = 2.500 m

Mo = Pah ×y = 108.806 ×1.454
= 158.166 KN.m

Mr = Pav × χ= 58.413 ×2.500
= 146.031 KN.m

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각(δ= Φ) : 30.000 ° (∵ β+ Θ > Φ)
여기서... Θ= tan-1(kh/(1-kv)) : 4.403 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5299
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5317
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5333
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5347
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5357
α= 45.00 °일때..Kae = 0.5366
α= 44.50 °일때..Kae = 0.5371

▷ α= 44.00 °일때..Kae = 0.5373 최대값

α= 43.50 °일때..Kae = 0.5372
α= 43.00 °일때..Kae = 0.5368
α= 42.50 °일때..Kae = 0.5360
α= 42.00 °일때..Kae = 0.5348
α= 41.50 °일때..Kae = 0.5332
α= 41.00 °일때..Kae = 0.5312
α= 40.50 °일때..Kae = 0.5288

∴ Kae = 0.537 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 295.572 KN)
Kaeh = 0.537 ×cos 30.000 ° = 0.465
Kaev = 0.537 ×sin 30.000 ° = 0.269

Paeh = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.465 ×19.0 ×4.361²
= 84.067 KN/m

Paev = 1/2 ×Kaev × γt ×H²
= 1/2 ×0.269 ×19.0 ×4.361²

= 48.536 KN/m

y = H / 2 = 4.361 / 2 = 2.180 m
χ = 2.500 m

Mo = Paeh ×y = 84.067 ×2.180
= 183.307 KN.m

Mr = Paev × χ= 48.536 ×2.500
= 121.341 KN.m

3) 과재하중

① 상시 과재하중

q = 35.00 + 15.00 = 50.00 KN/㎡

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	70.438	0.000	70.346	0.000
재하토사 자중	102.453	0.000	178.877	0.000
토 압	58.413	108.806	146.031	158.166
∑	231.303	108.806	395.254	158.166

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	70.438	5.424	70.346	5.678
재하토사 자중	102.453	7.889	178.877	17.577
토 압	48.536	84.067	121.341	183.307
∑	221.426	97.380	370.564	206.562

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

∑V = 231.303 KN
∑Mr = 395.254 KN.m
∑Mo = 158.166 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 2.500 / 2 - (395.254 - 158.166) / 231.303
= 0.225 m ≤ B/6 = 0.417 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.225 m ≤ B/6 = 0.417 m ∴ O.K

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Mr / ∑Mo = 395.254 / 158.166
= 2.499 ≥ 2.0 ∴ O.K

2) 지진시 안정검토

∑V = 221.426 KN
∑Mr = 370.564 KN.m
∑Mo = 206.562 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 2.500 / 2 - (370.564 - 206.562) / 221.426
= 0.509 m > B/6 = 0.417 m ∴ 삼각형 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.509 m ≤ B/3 = 0.833 m ∴ O.K

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 30.000 °
지지지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
지지지반의 점 착 력 : 0.0 KN/㎡
성토지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 2.500 - 2 ×0.225 = 2.050m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ qu = 811.163 KN/㎡
∴ qa = 270.388 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 142.479 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 42.563 KN/㎡

q_max = 142.479 ≤ qa ∴O.K

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 2.500 - 2 ×0.509 = 1.481m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ que = 704.729 KN/㎡
∴ qae = 352.365 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

q_max = (2 · ∑V) / (L · x) = 199.305 KN/㎡
여기서 x = 3 (B/2 - e) = 2.222 m

q_max = 199.305 ≤ qae ∴O.K

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

율석을 부설하였을 경우 0.6과 tan(Φ) 중 작은값이므로
마찰계수 μ= tan(ΦB) = Min(0.6,tan(Φ)) = 0.577
점 착 력 C = 0.0 KN/㎡

2) 상시 안정검토

∑V = 231.303 KN
∑H = 108.806 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 120.445 + 52.403 + 40.991
= 213.839 KN

여기서 Kp = 3.000 (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 2.050 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 213.839 / 108.806
= 1.965 ≥ 1.5 ∴ O.K

3) 지진시 안정검토

∑V = 221.426 KN
∑H = 97.380 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 120.037 + 68.425 + 17.495
= 205.957 KN

여기서 Kp = 2.863 (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 1.481 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 205.957 / 97.380
= 2.115 ≥ 1.2 ∴ O.K

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)
LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)
LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)
LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)
LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)

∑V = 326.862 KN
∑Mr = 570.101 KN.m
∑Mo = 253.066 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 2.500 / 2 - (570.101 - 253.066) / 326.862
  = 0.280 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 218.624 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 42.865 KN/㎡

(2) LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)

∑V = 370.084 KN
∑Mr = 632.407 KN.m
∑Mo = 253.066 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 2.500 / 2 - (632.407 - 253.066) / 370.084
  = 0.225 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 227.967 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 68.101 KN/㎡

(3) LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)

∑V = 326.862 KN
∑Mr = 570.101 KN.m
∑Mo = 253.066 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 2.500 / 2 - (570.101 - 253.066) / 326.862
  = 0.280 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 218.624 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 42.865 KN/㎡

(4) LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

∑V = 221.426 KN
∑Mr = 370.564 KN.m
∑Mo = 206.562 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 2.500 / 2 - (370.564 - 206.562) / 221.426
  = 0.509 m > B/6 ∴ 삼각형 반력분포

Q_max = (2 · ∑V) / (L · x) = 199.305 KN/㎡
  여기서 x = 3 (B/2 - e) = 2.222 m (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(5) LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		앞굽자중	지반반력	총 계
LCB1	전단력	-6.615	81.825	75.210
	모멘트	-1.323	16.740	15.417
LCB2	전단력	-7.840	86.071	78.231
	모멘트	-1.568	17.555	15.987
LCB3	전단력	-6.615	81.825	75.210
	모멘트	-1.323	16.740	15.417
LCB4	전단력	-4.900	72.546	67.646
	모멘트	-0.980	14.988	14.008
LCB5	전단력	-4.900	53.794	48.894
	모멘트	-0.980	10.972	9.992

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	32.248	136.387	0.000	-150.893	93.460	111.202
	모멘트	24.496	110.121	0.000	-95.125	144.863	184.355
LCB2	전단력	38.220	161.644	0.000	-182.372	93.460	110.953
	모멘트	29.033	130.514	0.000	-121.494	144.863	182.916
LCB3	전단력	32.248	136.387	0.000	-150.893	93.460	111.202
	모멘트	24.496	110.121	0.000	-95.125	144.863	184.355
LCB4	전단력	23.888	101.028	0.000	-72.562	48.536	100.889
	모멘트	18.145	81.571	0.000	-30.766	75.231	144.182
LCB5	전단력	23.888	101.028	0.000	-113.982	58.413	69.345
	모멘트	18.145	81.571	0.000	-75.934	90.539	114.322

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

ⓐ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °

흙과 콘크리트의 마찰각(δ): 10.000 °
옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 0.955 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 41.50 °일때..Ka = 0.6088
α= 41.00 °일때..Ka = 0.6112
α= 40.50 °일때..Ka = 0.6133
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6152
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6168
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6180
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6189

▷ α= 38.00 °일때..Ka = 0.6194 최대값

α= 37.50 °일때..Ka = 0.6193
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6187
α= 36.50 °일때..Ka = 0.6173
α= 36.00 °일때..Ka = 0.6150
α= 35.50 °일때..Ka = 0.6228
α= 34.50 °일때..Ka = 0.6274
α= 34.50 °일때..Ka = 0.6212

∴ Ka = 0.619 (쐐기중량 W = 380.020 KN)
Kah = 0.619 ×cos 10.955° = 0.608
Kav = 0.619 ×sin 10.955° = 0.118

ⓑ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 52.50 °일때..Kae = 0.5421
α= 52.00 °일때..Kae = 0.5433
α= 51.50 °일때..Kae = 0.5444
α= 51.00 °일때..Kae = 0.5453
α= 50.50 °일때..Kae = 0.5461
α= 50.00 °일때..Kae = 0.5466
α= 49.50 °일때..Kae = 0.5469

▷ α= 49.00 °일때..Kae = 0.5471 최대값

α= 48.50 °일때..Kae = 0.5470
α= 48.00 °일때..Kae = 0.5467
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5462
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5454
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5445
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5432
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5417

∴ Kae = 0.547 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 111.967 KN)
Kaeh = 0.547 ×cos 0.955° = 0.547
Kaev = 0.547 ×sin 0.955° = 0.009

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$Pah = 1/2 \times Kah \times \gamma t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.608 \times 19.0 \times 3.000^2 = 51.994$ KN/m

$y = H / 3 = 3.000 / 3 = 1.000$ m

$Mo = Pah \times y = 51.994 \times 1.000 = 51.994$ KN.m

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$Pah = 1/2 \times Kah \times \gamma t \times H^2$

= 1/2 ×0.608 ×19.0 ×1.500² = 12.998 KN/m

y = H / 3 = 1.500 / 3 = 0.500 m

Mo = Pah ×y = 12.998 ×0.500 = 6.499 KN.m

ⓑ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.547 ×19.0 ×3.000² = 46.767 KN/m

y = H / 2 = 3.000 / 2 = 1.500 m

Mo = Pah ×y = 46.767 ×1.500 = 70.150 KN.m

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

Pah = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.547 ×19.0 ×1.500² = 11.692 KN/m

y = H / 2 = 1.500 / 2 = 0.750 m

Mo = Pah ×y = 11.692 ×0.750 = 8.769 KN.m

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

q = 35.00 + 15.00 + 50.00 KN/㎡

i) 벽체 하부 (C-C)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.150	24.5	3.675	0.077	0.283	1.000	0.283
C2	1.200	24.5	29.400	0.077	2.264	1.500	3.396
C3	0.075	24.5	1.838	0.077	0.141	1.000	0.141
합 계 (벽체 하부)			34.913		2.688		3.820
C1	0.038	24.5	0.919	0.077	0.071	0.500	0.035
C2	0.600	24.5	14.700	0.077	1.132	0.750	0.849
C3	0.019	24.5	0.459	0.077	0.035	0.500	0.018
합 계 (벽체 중앙부)			16.078		1.238		0.902

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	83.190	0.000	0.000	83.190
	모멘트	83.190	0.000	0.000	83.190
LCB2	전단력	83.190	0.000	0.000	83.190
	모멘트	83.190	0.000	0.000	83.190
LCB3	전단력	83.190	0.000	0.000	83.190
	모멘트	83.190	0.000	0.000	83.190
LCB4	전단력	46.767	0.000	2.688	49.455
	모멘트	70.150	0.000	3.820	73.971
LCB5	전단력	51.994	0.000	0.000	51.994
	모멘트	51.994	0.000	0.000	51.994

▷ 벽체 중간부 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	20.798	0.000	0.000	20.798
	모멘트	10.399	0.000	0.000	10.399
LCB2	전단력	20.798	0.000	0.000	20.798
	모멘트	10.399	0.000	0.000	10.399
LCB3	전단력	20.798	0.000	0.000	20.798
	모멘트	10.399	0.000	0.000	10.399
LCB4	전단력	11.692	0.000	1.238	12.930
	모멘트	8.769	0.000	0.902	9.671
LCB5	전단력	12.998	0.000	0.000	12.998
	모멘트	6.499	0.000	0.000	6.499

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과
활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q3+q4)}{2} Kp\ L + \frac{(q4+q5)}{2} B\ \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

Kp = 3.000 μ = 0.577 (상 시)
Kpe = 2.863 μ = 0.577 (지진시)

(단위 : KN, m)

구 분		활동저항력	마 찰 력	총 계
LCB1	전단력	173.464	29.625	203.088
	모멘트	34.693	5.925	40.618
LCB2	전단력	192.712	35.350	228.062
	모멘트	38.542	7.070	45.612
LCB3	전단력	173.464	29.625	203.088
	모멘트	34.693	5.925	40.618
LCB4	전단력	120.037	14.811	134.848
	모멘트	24.007	2.962	26.970
LCB5	전단력	120.445	22.094	142.539
	모멘트	24.089	4.419	28.508

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

(단위 : KN, m)

구 분	Mu	Mcr	Vu
앞 굽 판 (A-A)	15.987	9.992	78.231
뒷 굽 판 (B-B)	83.190	51.994	111.202
벽 체 하 부 (C-C)	83.190	51.994	83.190
벽체 중앙부 (D-D)	10.399	6.499	20.798
활동 방지벽 (E-E)	45.612	28.508	228.062

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판과의
접속점의 모멘트평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를
초과하지 않는다.- 옹벽표준도작성연구용역 종합보고서, 1998. 건교부)

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 15.987 KN.m 계수 전단력 Vu = 78.231 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00199
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 12.461 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.07751 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 106355500.000 N.mm
= 106.356 KN.m ≥ Mu = 15.987 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 1.745 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 111.265 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 1.745 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00028 ⇒ 4/3 Preq = 0.00037
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 9.992 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00199
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.153 j = 0.949
x = k · d = 61.369 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.858 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 33.140 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 33.140 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 1901.03 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 1901.03 mm ..... ∴ O.K

2) 뒷 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 83.190 KN.m 계수 전단력 Vu = 111.202 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00397
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 209345400.000 N.mm
= 209.345 KN.m ≥ Mu = 83.190 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 9.167 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 584.406 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 9.167 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00146 ⇒ 4/3 Preq = 0.00195
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 51.994 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00397
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.210 j = 0.930
x = k · d = 83.857 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 3.333 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 87.960 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 87.960 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 665.30 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 665.30 mm ..... ∴ O.K

3) 벽 체 하 부

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 83.190 KN.m 계수 전단력 Vu = 83.190 KN
단면의 두께 H = 550.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 450.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00353
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04228 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 236355000.000 N.mm
= 236.355 KN.m ≥ Mu = 83.190 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 8.129 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 518.200 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 8.129 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00115 ⇒ 4/3 Preq = 0.00154
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 349.173 KN
Φv · Vc = 349.173 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 51.994 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00353
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.199 j = 0.934
x = k · d = 89.542 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 2.764 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 77.889 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 77.889 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 781.06 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 781.06 mm ..... ∴ O.K

4) 벽 체 중 앙 부

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 10.399 KN.m 계수 전단력 Vu = 20.798 KN
단면의 두께 H = 475.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 375.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00212
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 12.461 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.07247 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 99603140.000 N.mm
= 99.603 KN.m ≥ Mu = 10.399 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 1.210 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 77.152 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 1.210 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00021 ⇒ 4/3 Preq = 0.00027
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 290.978 KN
Φv · Vc = 290.978 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 6.499 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00212
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.158 j = 0.947
x = k · d = 59.258 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.617 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 23.030 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 23.030 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 2735.57 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 2735.57 mm ..... ∴ O.K

5) 활 동 방 지 벽

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 45.612 KN.m 계수 전단력 Vu = 228.062 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00199
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 12.461 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.07751 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 106355500.000 N.mm
= 106.356 KN.m ≥ Mu = 45.612 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.000 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 318.745 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.000 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00080 ⇒ 4/3 Preq = 0.00106
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 28.508 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00199
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.153 j = 0.949
x = k · d = 61.369 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 2.448 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 94.550 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 94.550 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 602.89 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 602.89 mm ..... ∴ O.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H16
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 993.000 ㎟
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H16@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.361 % ≥ 0.25 % ∴O.K

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
최소 수평철근비 = 0.20 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.253 % ≥ 0.20 % ∴O.K

5. 결 과 요 약

5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

구 분	전 도			활 동			지 지 력		
	작용편심	허용편심	비고	안전율	허용치	비고	최대반력	허용지지력	비고
상 시	0.225	0.417	O.K	1.965	1.500	O.K	142.479	270.388	O.K
지진시	0.509	0.833	O.K	2.115	1.200	O.K	199.305	352.365	O.K

5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약

(단위 : KN,m)

구 분	휨 모 멘 트			전 단 력			최외단 배근 간격(mm)		
	Mu	ØMn	비고	Vu	ØVn	비고	S_st	Sa	비고
앞 굽 판	15.99	106.36	O.K	78.23	310.38	O.K	1901.0	250.0	O.K
뒷 굽 판	83.19	209.35	O.K	111.20	310.38	O.K	665.3	125.0	O.K
벽체 하부	83.19	236.35	O.K	83.19	349.17	O.K	781.1	125.0	O.K
벽체 중앙	10.40	99.60	O.K	20.80	290.98	O.K	2735.6	250.0	O.K
활동방지벽	45.61	106.36	O.K	228.06	310.38	O.K	602.9	250.0	O.K

2) 사용 철근량 요약

구 분	휨 철 근 량			전 단 철 근 량		
	철근배근	피복(mm)	철근량(㎟)	철근배근	간격(mm)	철근량(㎟)
앞 굽 판	H16 @ 250mm	100.0	794.400	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
뒷 굽 판	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
벽체 하부	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
벽체 중앙	H16 @ 250mm	100.0	794.400	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
활동방지벽	H16 @ 250mm	100.0	794.400	H13 x 2.000Leg	200.0	253.400

▶ 옹벽 2.5M

1. 일 반 단 면

1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽
기 초 형 식 : 직 접 기 초
옹 벽 높 이 : H = 2.500 M
옹 벽 저 판 : B = 1.900 M

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.400

가속도 계수 A : 0.154
수평지진계수 Kh : 0.077

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : fck = 30.0 MPa
철 근 : fy = 400.0 MPa

2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량(γc) : 24.500 KN/㎥
뒷채움흙의 단위 중량(γt) : 19.000 KN/㎥
뒷채움흙의 내부마찰각(Φ_1) : 30.000 °
지지지반의 내부마찰각(Φ_2) : 30.000 °
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/㎡
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움의 성토높이 : 10.000 m
옹벽전면의 토 피 고(Df) : 1.000 m

2.3 사용토압

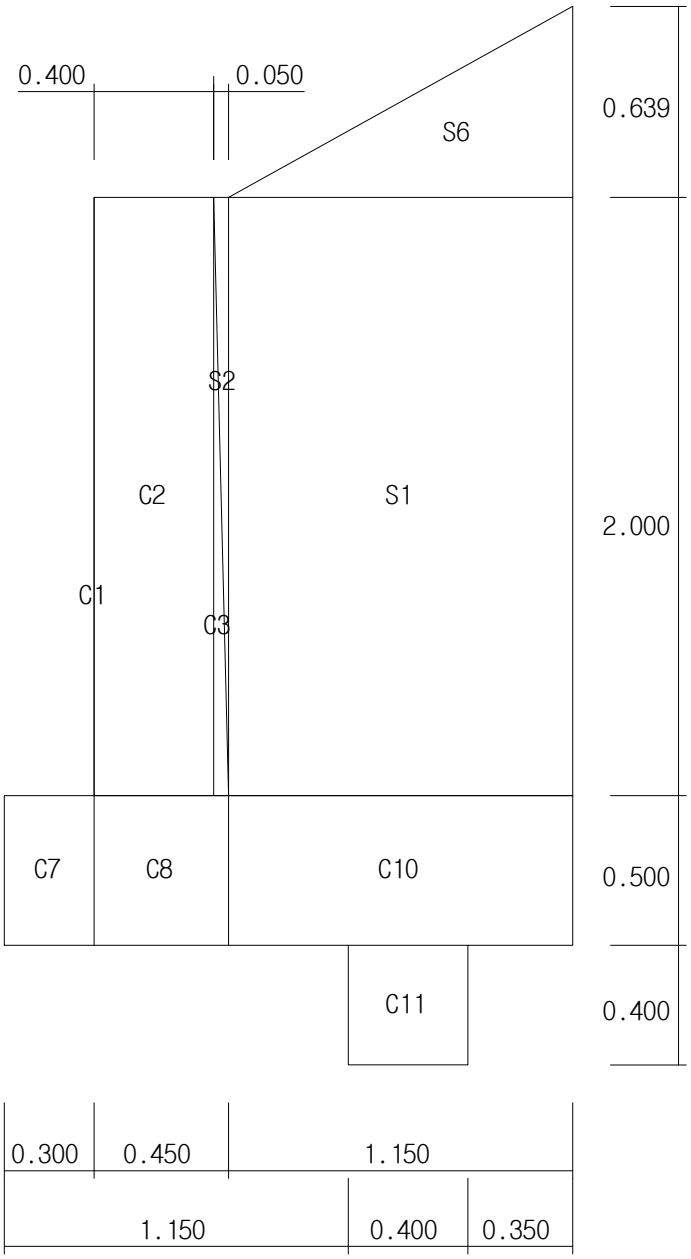
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : qℓ = 35.00 KN/㎡
과재고정하중 : qd = 15.00 KN/㎡

2.5 검토단면



H = 2.500 M　　B = 1.900 M　　α= 29.050 °

3. 안 정 계 산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	ɣ	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.300	1.167	0.00	0.00
C2	0.800	24.5	19.60	0.077	1.51	0.500	1.500	9.80	2.26
C3	0.050	24.5	1.23	0.077	0.09	0.717	1.167	0.88	0.110
C4	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.525	0.500	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.750	0.500	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.200	0.500	0.00	0.00
C7	0.150	24.5	3.68	0.077	0.28	0.150	0.250	0.55	0.07
C8	0.225	24.5	5.51	0.077	0.42	0.525	0.250	2.89	0.11
C9	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.133	0.500	0.00	0.00
C10	0.575	24.5	14.09	0.077	1.08	1.325	0.250	18.67	0.27
C11	0.160	24.5	3.92	0.077	0.30	1.350	-0.200	5.29	-0.06
소계	1.960		48.02		3.70			38.08	2.76
S1	2.300	19.0	43.70	0.077	3.36	1.325	1.500	57.90	5.05
S2	0.050	19.0	0.95	0.077	0.07	0.733	1.833	0.70	0.13
S3	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	0.750	0.500	0.00	0.00
S4	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.325	0.500	0.00	0.00
S5	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.517	0.500	0.00	0.00
S6	0.367	19.0	6.98	0.077	0.54	1.517	2.713	10.58	1.46
소계	2.717		51.63		3.98			69.18	6.64
총계			99.65		7.67			107.26	9.40

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 28.573 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6548
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6578
α= 38.00 °일때..Ka = 0.6603
α= 37.50 °일때..Ka = 0.6623
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6637
α= 36.50 °일때..Ka = 0.6667
α= 36.00 °일때..Ka = 0.6807

▷ α= 35.50 °일때..Ka = 0.6854 최대값

α= 35.00 °일때..Ka = 0.6806
α= 34.50 °일때..Ka = 0.6658
α= 34.00 °일때..Ka = 0.6405
α= 33.50 °일때..Ka = 0.6044
α= 33.00 °일때..Ka = 0.5568
α= 32.50 °일때..Ka = 0.4973
α= 32.00 °일때..Ka = 0.4253

∴ Ka = 0.685 (쐐기중량 W = 615.762 KN)
Kah = 0.685 ×cos 28.573° = 0.602
Kav = 0.685 ×sin 28.573° = 0.328

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.602 ×19.0 ×3.139²
= 56.337 KN.m

Pav = 1/2 ×Kav × γt ×H²
= 1/2 ×0.328 ×19.0 ×3.139²
= 30.682 KN/m

y = H / 3 = 3.139 / 3 = 1.046 m
χ = 1.900 m

Mo = Pah ×y = 56.337 ×1.046
= 58.943 KN.m

Mr = Pav × χ= 30.682 ×1.900
= 58.295 KN.m

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각(δ= Φ) : 30.000 ° (∵ β+ Θ > Φ)
여기서... Θ= tan-1(kh/(1-kv)) : 4.403 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5299
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5317
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5333
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5347
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5357
α= 45.00 °일때..Kae = 0.5366
α= 44.50 °일때..Kae = 0.5371

▷ α= 44.00 °일때..Kae = 0.5373 최대값

α= 43.50 °일때..Kae = 0.5372
α= 43.00 °일때..Kae = 0.5368
α= 42.50 °일때..Kae = 0.5360
α= 42.00 °일때..Kae = 0.5348
α= 41.50 °일때..Kae = 0.5332
α= 41.00 °일때..Kae = 0.5312
α= 40.50 °일때..Kae = 0.5288

∴ Kae = 0.537 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 153.116 KN)
Kaeh = 0.537 ×cos 30.000° = 0.465
Kaev = 0.537 ×sin 30.000° = 0.269

Paeh = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.465 ×19.0 ×3.139²
= 43.550 KN/m

Paev = 1/2 ×Kaev × γt ×H²
= 1/2 ×0.269 ×19.0 ×3.139²

= 25.143 KN/m

y = H / 2 = 3.139 / 2 = 1.569 m
χ = 1.900 m

Mo = Paeh × y = 43.550 × 1.569
= 68.346 KN.m

Mr = Paev × χ = 25.143 × 1.900
= 47.772 KN.m

3) 과재하중

① 상시 과재하중

q = 35.00 + 15.00 = 50.00 KN/㎡

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	48.020	0.000	38.081	0.000
재하토사 자중	51.629	0.000	69.183	0.000
토 압	30.682	56.337	58.295	58.943
∑	130.330	56.337	165.560	58.943

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	48.020	3.698	38.081	2.762
재하토사 자중	51.629	3.975	69.183	6.639
토 압	25.143	43.550	47.772	68.346
∑	124.792	51.223	155.037	77.747

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

∑V = 130.330 KN
∑Mr = 165.560 KN.m
∑Mo = 58.943 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 1.900 / 2 - (165.560 - 58.943) / 130.330
= 0.132 m ≤ B/6 = 0.317 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.132 m ≤ B/6 = 0.317 m ∴ O.K

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Mr / ∑Mo = 165.560 / 58.943
= 2.809 ≥ 2.0 ∴ O.K

2) 지진시 안정검토

∑V = 124.792 KN
∑Mr = 155.037 KN.m
∑Mo = 77.747 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 1.900 / 2 - (155.037 - 77.747) / 124.792
= 0.331 m > B/6 = 0.317 m ∴ 삼각형 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.331 m ≤ B/3 = 0.633 m ∴ O.K

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 30.000 °
지지지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
지지지반의 점 착 력 : 0.0 KN/㎡
성토지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 1.900 - 2 ×0.132 = 1.636m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ qu = 733.697 KN/㎡
∴ qa = 244.566 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 97.177 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 40.013 KN/㎡

q_max = 97.177 ≤ qa ∴O.K

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 1.900 - 2 ×0.331 = 1.239m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ que = 659.323 KN/㎡
∴ qae = 329.662 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

q_max = (2 · ∑V) / (L · x) = 134.325 KN/㎡
여기서 x = 3 (B/2 - e) = 1.858 m

q_max = 134.325 ≤ qae ∴O.K

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

율석을 부설하였을 경우 0.6과 tan(Φ) 중 작은값이므로
마찰계수 μ= tan(ΦB) = Min(0.6,tan(Φ)) = 0.577
점 착 력 C = 0.0 KN/㎡

2) 상시 안정검토

∑V = 130.330 KN
∑H = 56.337 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 87.600 + 23.835 + 22.211
= 133.646 KN

여기서 Kp = 3.000 (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 1.636 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 133.646 / 56.337
= 2.372 ≥ 1.5 ∴ O.K

3) 지진시 안정검토

∑V = 124.792 KN
∑H = 51.223 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 87.314 + 31.094 + 10.463
= 128.870 KN

여기서 Kp = 2.863 (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 1.239 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 128.870 / 51.223
= 2.516 ≥ 1.2 ∴ O.K

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)
LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)
LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)
LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)
LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)

∑V = 183.616 KN
∑Mr = 238.079 KN.m
∑Mo = 94.308 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 1.900 / 2 - (238.079 - 94.308) / 183.616
  = 0.167 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 147.606 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 45.674 KN/㎡

(2) LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)

∑V = 208.528 KN
∑Mr = 264.895 KN.m
∑Mo = 94.308 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 1.900 / 2 - (264.895 - 94.308) / 208.528
  = 0.132 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 155.483 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 64.020 KN/㎡

(3) LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)

∑V = 183.616 KN
∑Mr = 238.079 KN.m
∑Mo = 94.308 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 1.900 / 2 - (238.079 - 94.308) / 183.616
  = 0.167 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 147.606 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 45.674 KN/㎡

(4) LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

∑V = 124.792 KN
∑Mr = 155.037 KN.m
∑Mo = 77.747 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 1.900 / 2 - (155.037 - 77.747) / 124.792
  = 0.331 m > B/6 ∴ 삼각형 반력분포

Q_max = (2 · ∑V) / (L · x) = 134.325 KN/㎡
  여기서 x = 3 (B/2 - e) = 1.858 m (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(5) LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		앞굽자중	지반반력	총 계
LCB1	전단력	-4.961	41.868	36.906
	모멘트	-0.744	6.401	5.657
LCB2	전단력	-5.880	44.479	38.599
	모멘트	-0.882	6.780	5.898
LCB3	전단력	-4.961	41.868	36.906
	모멘트	-0.744	6.401	5.657
LCB4	전단력	-3.675	37.044	33.369
	모멘트	-0.551	5.719	5.168
LCB5	전단력	-3.675	27.799	24.124
	모멘트	-0.551	4.238	3.686

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	24.310	68.416	0.000	-88.000	49.091	53.817
	모멘트	14.111	41.145	0.000	-43.801	56.454	67.909
LCB2	전단력	28.812	81.086	0.000	-105.455	49.091	53.533
	모멘트	16.724	48.764	0.000	-54.535	56.454	67.407
LCB3	전단력	24.310	68.416	0.000	-88.000	49.091	53.817
	모멘트	14.111	41.145	0.000	-43.801	56.454	67.909
LCB4	전단력	18.008	50.679	0.000	-44.380	25.143	49.449
	모멘트	10.452	30.478	0.000	-16.392	28.915	53.453
LCB5	전단력	18.008	50.679	0.000	-65.909	30.682	33.458
	모멘트	10.452	30.478	0.000	-34.085	35.284	42.129

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

ⓐ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °

흙과 콘크리트의 마찰각(δ): 10.000 °
옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 1.432 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 41.50 °일때..Ka = 0.6105
α= 41.00 °일때..Ka = 0.6128
α= 40.50 °일때..Ka = 0.6149
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6167
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6183
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6195
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6204

▷ α= 38.00 °일때..Ka = 0.6209 최대값

α= 37.50 °일때..Ka = 0.6208
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6201
α= 36.50 °일때..Ka = 0.6187
α= 36.00 °일때..Ka = 0.6163
α= 35.50 °일때..Ka = 0.6129
α= 35.00 °일때..Ka = 0.6081
α= 34.50 °일때..Ka = 0.6015

∴ Ka = 0.621 (쐐기중량 W = 169.214 KN)
Kah = 0.621 ×cos 11.432 ° = 0.609
Kav = 0.621 ×sin 11.432 ° = 0.123

ⓑ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 52.50 °일때..Kae = 0.5444
α= 52.00 °일때..Kae = 0.5456
α= 51.50 °일때..Kae = 0.5466
α= 51.00 °일때..Kae = 0.5475
α= 50.50 °일때..Kae = 0.5482
α= 50.00 °일때..Kae = 0.5487
α= 49.50 °일때..Kae = 0.5490

▷ α= 49.00 °일때..Kae = 0.5491 최대값

α= 48.50 °일때..Kae = 0.5490
α= 48.00 °일때..Kae = 0.5486
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5481
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5473
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5463
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5450
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5435

∴ Kae = 0.549 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 50.080 KN)
Kaeh = 0.549 ×cos 1.432 ° = 0.549
Kaev = 0.549 ×sin 1.432 ° = 0.014

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$Pah = 1/2 \times Kah \times \gamma t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.609 \times 19.0 \times 2.000^2 = 23.124$ KN/m

$y = H / 3 = 2.000 / 3 = 0.667$ m

$Mo = Pah \times y = 23.124 \times 0.667 = 15.416$ KN.m

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$Pah = 1/2 \times Kah \times \gamma t \times H^2$

= 1/2 ×0.609 ×19.0 ×1.000² = 5.781 KN/m

y = H / 3 = 1.000 / 3 = 0.333 m

Mo = Pah ×y = 5.781 ×0.333 = 1.927 KN.m

ⓑ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.549 ×19.0 ×2.000² = 20.858 KN/m

y = H / 2 = 2.000 / 2 = 1.000 m

Mo = Pah ×y = 20.858 ×1.000 = 20.858 KN.m

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

Pah = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.549 ×19.0 ×1.000² = 5.215 KN/m

y = H / 2 = 1.000 / 2 = 0.500 m

Mo = Pah ×y = 5.215 ×0.500 = 2.607 KN.m

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

q = 35.00 + 15.00 + 50.00 KN/㎡

i) 벽체 하부 (C-C)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.000	24.5	0.000	0.077	0.000	0.667	0.000
C2	0.800	24.5	19.600	0.077	1.509	1.000	1.509
C3	0.050	24.5	1.225	0.077	0.094	0.667	0.063
합 계 (벽체 하부)			20.825		1.604		1.572
C1	0.000	24.5	0.000	0.077	0.000	0.333	0.000
C2	0.400	24.5	9.800	0.077	0.755	0.500	0.377
C3	0.013	24.5	0.306	0.077	0.024	0.333	0.008
합 계 (벽체 중앙부)			10.106		0.778		0.385

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	36.999	0.000	0.000	36.999
	모멘트	24.666	0.000	0.000	24.666
LCB2	전단력	36.999	0.000	0.000	36.999
	모멘트	24.666	0.000	0.000	24.666
LCB3	전단력	36.999	0.000	0.000	36.999
	모멘트	24.666	0.000	0.000	24.666
LCB4	전단력	20.858	0.000	1.604	22.462
	모멘트	20.858	0.000	1.572	22.431
LCB5	전단력	23.124	0.000	0.000	23.124
	모멘트	15.416	0.000	0.000	15.416

▷ 벽체 중간부 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	9.250	0.000	0.000	9.250
	모멘트	3.083	0.000	0.000	3.083
LCB2	전단력	9.250	0.000	0.000	9.250
	모멘트	3.083	0.000	0.000	3.083
LCB3	전단력	9.250	0.000	0.000	9.250
	모멘트	3.083	0.000	0.000	3.083
LCB4	전단력	5.215	0.000	0.778	5.993
	모멘트	2.607	0.000	0.385	2.992
LCB5	전단력	5.781	0.000	0.000	5.781
	모멘트	1.927	0.000	0.000	1.927

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과
활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q3+q4)}{2} Kp\ L + \frac{(q4+q5)}{2} B\ \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

Kp = 3.000 μ = 0.577 (상 시)
Kpe = 2.863 μ = 0.577 (지진시)

(단위 : KN, m)

구 분		활동저항력	마 찰 력	총 계
LCB1	전단력	125.394	17.362	142.756
	모멘트	25.079	3.472	28.551
LCB2	전단력	140.160	20.899	161.059
	모멘트	28.032	4.180	32.212
LCB3	전단력	125.394	17.362	142.756
	모멘트	25.079	3.472	28.551
LCB4	전단력	87.314	8.482	95.796
	모멘트	17.463	1.696	19.159
LCB5	전단력	87.600	13.062	100.662
	모멘트	17.520	2.612	20.132

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

(단위 : KN, m)

구 분	Mu	Mcr	Vu
앞 굽 판 (A-A)	5.898	3.686	38.599
뒷 굽 판 (B-B)	24.666	15.416	53.817
벽 체 하 부 (C-C)	24.666	15.416	36.999
벽체 중앙부 (D-D)	3.083	1.927	9.250
활동 방지벽 (E-E)	32.212	20.132	161.059

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판과의
접속점의 모멘트평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를
초과하지 않는다.- 옹벽표준도작성연구용역 종합보고서, 1998. 건교부)

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 5.898 KN.m 계수 전단력 Vu = 38.599 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00199
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 12.461 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.07751 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 106355500.000 N.mm
= 106.356 KN.m ≥ Mu = 5.898 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 0.643 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 40.992 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 0.643 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00010 ⇒ 4/3 Preq = 0.00014
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 3.686 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00199
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.153 j = 0.949
x = k · d = 61.369 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.317 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 12.226 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 12.226 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 5152.86 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 5152.86 mm ..... ∴ O.K

2) 뒷 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 24.666 KN.m 계수 전단력 Vu = 53.817 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00397
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 209345400.000 N.mm
= 209.345 KN.m ≥ Mu = 24.666 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 2.696 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 171.871 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 2.696 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00043 ⇒ 4/3 Preq = 0.00057
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 15.416 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00397
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.210 j = 0.930
x = k · d = 83.857 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.988 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 26.080 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 26.080 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 2415.63 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 2415.63 mm ..... ∴ O.K

3) 벽 체 하 부

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 24.666 KN.m 계수 전단력 Vu = 36.999 KN
단면의 두께 H = 450.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 350.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00454
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03222 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 182335800.000 N.mm
= 182.336 KN.m ≥ Mu = 24.666 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 3.084 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 196.628 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 3.084 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00056 ⇒ 4/3 Preq = 0.00075
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 271.579 KN
Φv · Vc = 271.579 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 15.416 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00454
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.222 j = 0.926
x = k · d = 77.810 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 1.223 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 29.942 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 29.942 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 2104.08 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 2104.08 mm ..... ∴ O.K

4) 벽 체 중 앙 부

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 3.083 KN.m 계수 전단력 Vu = 9.250 KN
단면의 두께 H = 425.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 325.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00244
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 12.461 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.06241 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 86098340.000 N.mm
= 86.098 KN.m ≥ Mu = 3.083 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 0.414 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 26.369 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 0.414 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00008 ⇒ 4/3 Preq = 0.00011
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 252.181 KN
Φv · Vc = 252.181 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 1.927 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00244
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.169 j = 0.944
x = k · d = 54.817 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.229 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 7.909 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 7.909 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 7966.09 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 7966.09 mm ..... ∴ O.K

5) 활 동 방 지 벽

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 32.212 KN.m 계수 전단력 Vu = 161.059 KN
단면의 두께 H = 400.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 300.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00265
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 12.461 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.05738 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 79345940.000 N.mm
= 79.346 KN.m ≥ Mu = 32.212 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 4.716 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 300.620 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 4.716 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00100 ⇒ 4/3 Preq = 0.00134
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 232.782 KN
Φv · Vc = 232.782 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 20.132 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00265
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.175 j = 0.942
x = k · d = 52.469 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 2.716 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 89.706 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 89.706 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 647.87 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 647.87 mm ..... ∴ O.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.282 % ≥ 0.25 % ∴O.K

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
최소 수평철근비 = 0.20 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.253 % ≥ 0.20 % ∴O.K

5. 결 과 요 약

5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

구 분	전 도			활 동			지 지 력		
	작용편심	허용편심	비고	안전율	허용치	비고	최대반력	허용지지력	비고
상 시	0.132	0.317	O.K	2.372	1.500	O.K	97.177	244.566	O.K
지진시	0.331	0.633	O.K	2.516	1.200	O.K	134.325	329.662	O.K

5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약

(단위 : KN,m)

구 분	휨 모 멘 트			전 단 력			최외단 배근 간격(mm)		
	Mu	ØMn	비고	Vu	ØVn	비고	S_st	Sa	비고
앞 굽 판	5.90	106.36	O.K	38.60	310.38	O.K	5152.9	250.0	O.K
뒷 굽 판	24.67	209.35	O.K	53.82	310.38	O.K	2415.6	125.0	O.K
벽체 하부	24.67	182.34	O.K	37.00	271.58	O.K	2104.1	125.0	O.K
벽체 중앙	3.08	86.10	O.K	9.25	252.18	O.K	7966.1	250.0	O.K
활동방지벽	32.21	79.35	O.K	161.06	232.78	O.K	647.9	250.0	O.K

2) 사용 철근량 요약

구 분	휨 철 근 량			전 단 철 근 량		
	철근배근	피복(mm)	철근량(㎟)	철근배근	간격(mm)	철근량(㎟)
앞 굽 판	H16 @ 250mm	100.0	794.400	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
뒷 굽 판	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
벽체 하부	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
벽체 중앙	H16 @ 250mm	100.0	794.400	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
활동방지벽	H16 @ 250mm	100.0	794.400	H13 x 2.000Leg	200.0	253.400

2.5 내진해석

목 차

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

2. 단면특성

2.1 상부구조

2.2 하부구조

2.3 적용 받침 특성

3. 구조해석

3.1 모델링

3.2 탄성지진 응답계수 산정

4. 고유치 해석결과

4.1 주기 및 진동수

4.2 각 모드별 고유주기 및 질량참여율

4.3 모드형상(Mode Shape)

5. 내진해석 결과

5.1 탄성지진력

5.2 탄성 지진력 조합

5.3 받침부에 작용하는 탄성지진력

5.4 받침지진력 조합

5.5 사용받침검토

6. 전산출력 데이터

6.1 교축방향 해석결과

6.2 교축직각방향 해석결과

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

1.1 교량형식 : PSC BEAM

1.2 해석 대상 교량 총연장 : 5@25.00 = 125.000 m

1.3 교 폭 : 10.900 m

1.4 교각형식 : T형교각

1.5 교각기초형식 : 직접기초

1.6 내진설계상수

(1) 내진등급 : 내진 1 등급교 (도로교 설계기준 pp.456)
(2) 지진구역계수 : 0.11 (도로교 설계기준 pp.456)
(3) 위험도계수 : I = 1.4 (도로교 설계기준 pp.456)
(4) 가속도계수 : A = 0.154 (도로교 설계기준 pp.455)
(5) 지반계수 : S = 1.2 (지반종류 2 , 도로교 설계기준)
(6) 응답수정계수 (도로교 설계기준 pp.458)
(7) 고유치 해석방법 : Ritz Vector 해석법
(8) MODE 조합방법 : C.Q.C방법
(9) 받침형식 : ESB 받침

1.7 해석방법

(1) 해석방법 선정
다중모드 스펙트럼 해석
(2) 모드조합방법 : CQC방법
(3) 방향조합방법 : 100-30%방법

1.8 해석모델

(1) 사용프로그램 : MIDAS CIVIL
(2) 모델링 : Frame요소사용
(3) 질량산정 : 1,2차 사하중 및 자중을 각 요소에
단위길이당 분포질량으로 입력

2. 단면특성

2.1 상부구조

: 상부구조는 PSC BEAM로 이루어져 있으며 교폭은 10.900 m이다. 상부구조의 일반도는 아래와 같다.

*** 도 면 참 조**

2.2 하부구조

: 하부구조는 T형교각으로 구성되어져 있으며 받침의 수평전단력을 알기위해 선형 요소를 이용하여 ESB 받침을 모델링하였다.

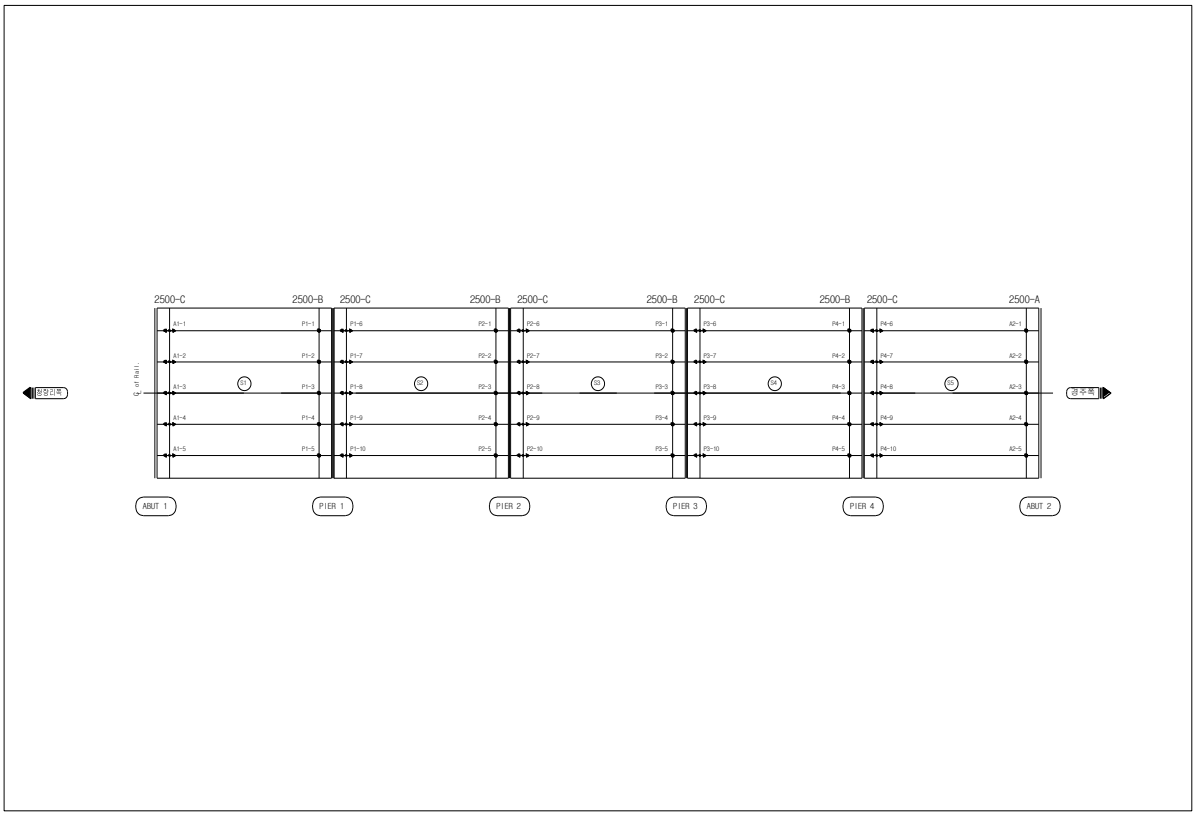
*** 도 면 참 조**

2.3 적용 받침 특성

1) 받침 모델링

: MIDAS CIVIL의 ELASTIC LINK를 사용하여 각 받침의 spring 계수에 대해 모델링

2) 받침 배치

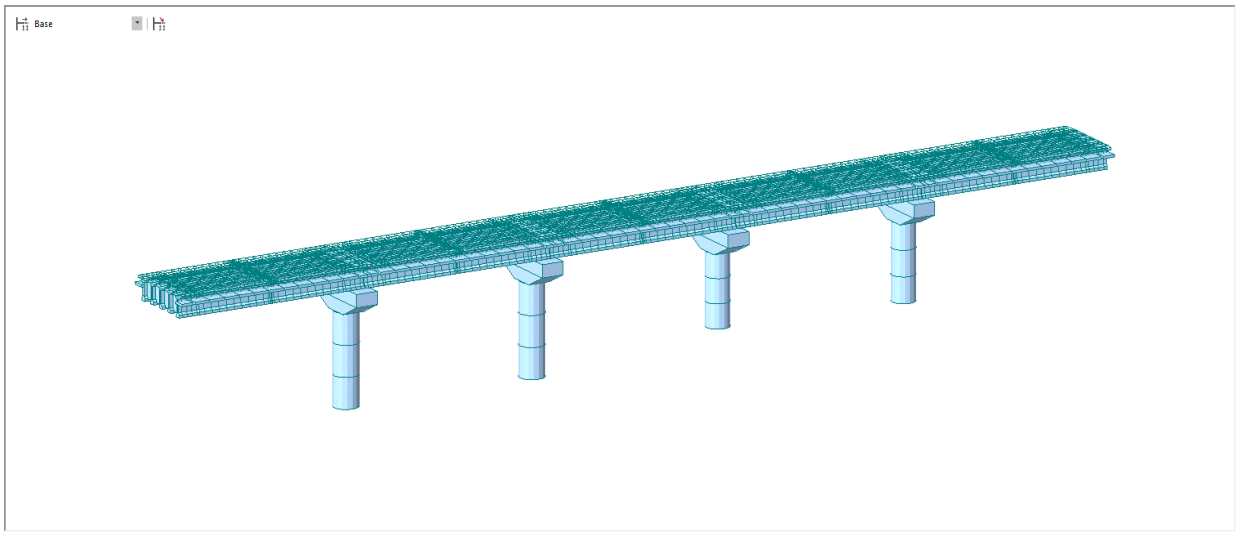


3. 구조해석

3.1 MODELING

해석대상 교량의 상부구조인 PSC BEAM는 그 특성을 가지는 뼈대구조로 모델링 하였다. 기초 중심부를 고정점으로 하였으며 받침은 선형요소를 사용하여 ESB 받침에 맞는 축방향강성 및 수평방향 강성을 적용하여 모델링하였다. 지진해석시 가장 중요한 요소중의 하나인 상부 질량은 프로그램 자동계산과 프레임요소의 단위길이당 질량으로 모델링하였다.

1) 교량전체 모델



3.2 탄성지진 응답계수 산정

(1) 탄성지진응답계수 [도.설.기. 6.3.1, 6.3.2]

1) 가속도계수

구분	적용 계수	비고
구역계수 (Z)	0.110	지진구역1
지진위험도계수 (I)	1.400	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수 (A)	0.154	A = Z x I

2) 지반계수

구분	적용 계수	비고
지반계수 (S)	1.200	지반종류 II

3) 탄성지진응답계수(Cs) 산정

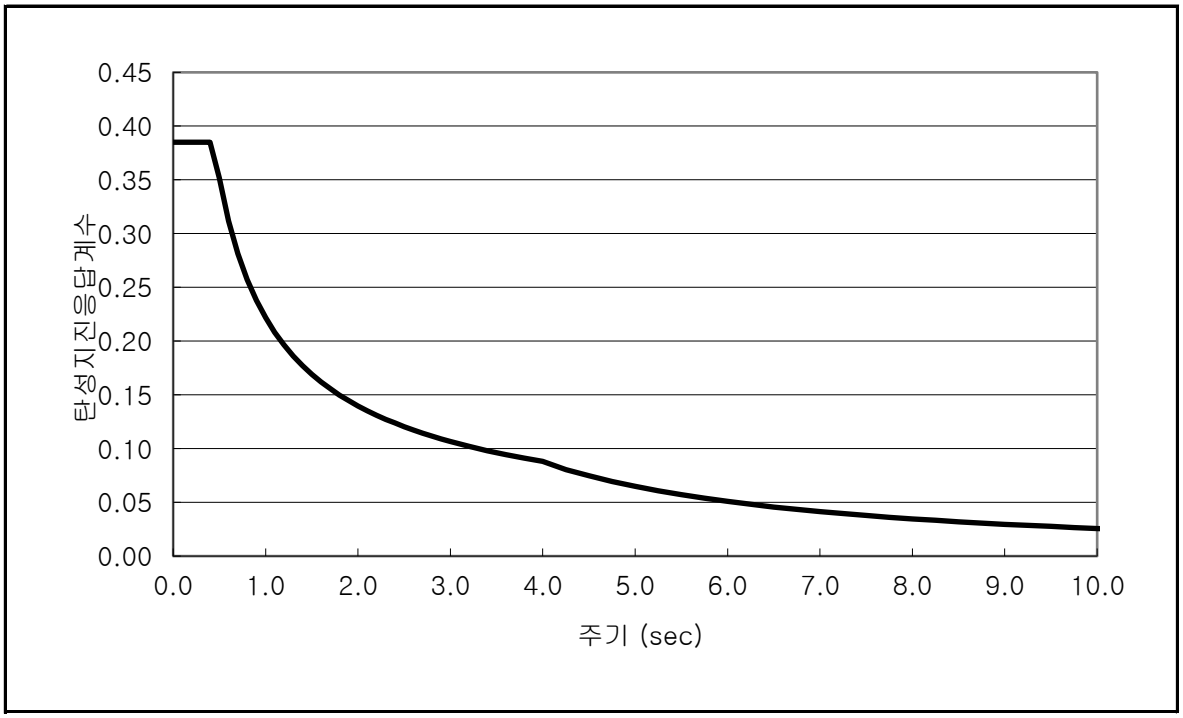
① T ≤ 4.0 sec

$$Cs = (1.2 \times A \times S) / T2/3 \quad \leq \quad 2.5 \times A$$

② T > 4.0 sec

$$Cs = (3 \times A \times S) / T4/3$$

여기서, T : 교량의 주기



4) 탄성지진응답계수

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec²)	비고
0.0000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.1000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.2000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.3000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.4000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.5000	0.1540	1.2000	0.3520	3.4533	
0.6000	0.1540	1.2000	0.3117	3.0581	
0.7000	0.1540	1.2000	0.2813	2.7594	
0.8000	0.1540	1.2000	0.2573	2.5244	
0.9000	0.1540	1.2000	0.2379	2.3338	
1.0000	0.1540	1.2000	0.2218	2.1755	
1.1000	0.1540	1.2000	0.2081	2.0415	
1.2000	0.1540	1.2000	0.1964	1.9265	
1.3000	0.1540	1.2000	0.1862	1.8264	
1.4000	0.1540	1.2000	0.1772	1.7383	
1.5000	0.1540	1.2000	0.1692	1.6602	
1.6000	0.1540	1.2000	0.1621	1.5903	
1.7000	0.1540	1.2000	0.1557	1.5273	
1.8000	0.1540	1.2000	0.1499	1.4702	
1.9000	0.1540	1.2000	0.1446	1.4181	
2.0000	0.1540	1.2000	0.1397	1.3705	
2.1000	0.1540	1.2000	0.1352	1.3266	
2.2000	0.1540	1.2000	0.1311	1.2861	
2.3000	0.1540	1.2000	0.1273	1.2485	
2.4000	0.1540	1.2000	0.1237	1.2136	
2.5000	0.1540	1.2000	0.1204	1.1810	
2.6000	0.1540	1.2000	0.1173	1.1505	
2.7000	0.1540	1.2000	0.1144	1.1220	
2.8000	0.1540	1.2000	0.1116	1.0951	
2.9000	0.1540	1.2000	0.1090	1.0698	
3.0000	0.1540	1.2000	0.1066	1.0459	
3.2000	0.1540	1.2000	0.1021	1.0018	
3.4000	0.1540	1.2000	0.0981	0.9621	
3.6000	0.1540	1.2000	0.0944	0.9262	
3.8000	0.1540	1.2000	0.0911	0.8934	
4.0000	0.1540	1.2000	0.0880	0.8633	
4.2500	0.1540	1.2000	0.0805	0.7900	
4.5000	0.1540	1.2000	0.0746	0.7321	

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec²)	비고
4.7500	0.1540	1.2000	0.0694	0.6811	
5.0000	0.1540	1.2000	0.0648	0.6361	
5.2500	0.1540	1.2000	0.0608	0.5960	
5.5000	0.1540	1.2000	0.0571	0.5602	
5.7500	0.1540	1.2000	0.0538	0.5280	
6.0000	0.1540	1.2000	0.0508	0.4988	
6.2500	0.1540	1.2000	0.0482	0.4724	
6.5000	0.1540	1.2000	0.0457	0.4483	
6.7500	0.1540	1.2000	0.0435	0.4263	
7.0000	0.1540	1.2000	0.0414	0.4062	
7.2500	0.1540	1.2000	0.0395	0.3876	
7.5000	0.1540	1.2000	0.0378	0.3705	
7.7500	0.1540	1.2000	0.0361	0.3546	
8.0000	0.1540	1.2000	0.0347	0.3399	
8.2500	0.1540	1.2000	0.0333	0.3263	
8.5000	0.1540	1.2000	0.0320	0.3135	
8.7500	0.1540	1.2000	0.0307	0.3016	
9.0000	0.1540	1.2000	0.0296	0.2905	
9.2500	0.1540	1.2000	0.0286	0.2801	
9.5000	0.1540	1.2000	0.0276	0.2703	
9.7500	0.1540	1.2000	0.0266	0.2611	
10.0000	0.1540	1.2000	0.0257	0.2524	
15.0000	0.1540	1.2000	0.0150	0.1470	
20.0000	0.1540	1.2000	0.0102	0.1002	

4. 고유치 해석결과

4.1 주기 및 진동수

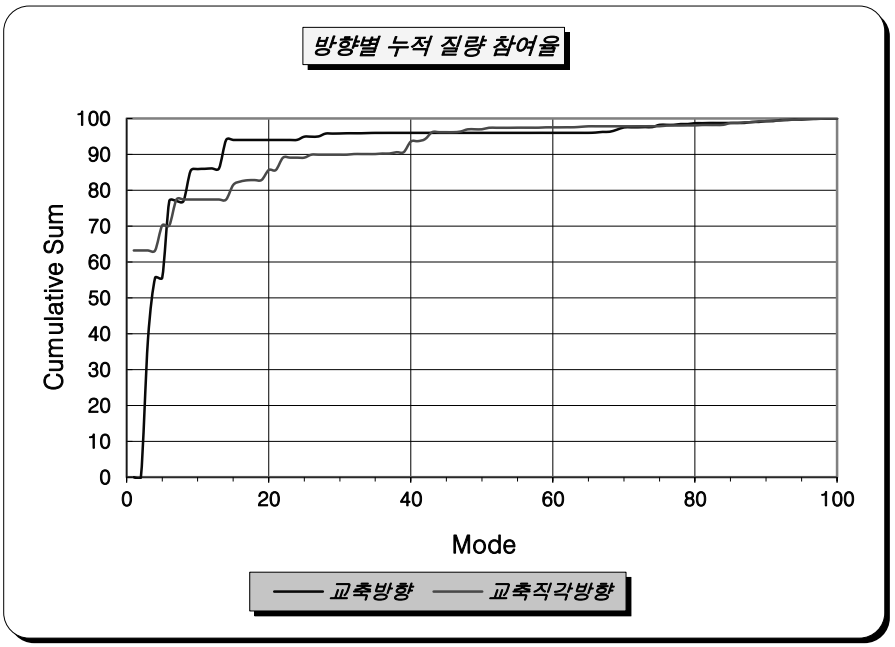
< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
1	11.5209	1.8336	0.5454	
2	12.0897	1.9241	0.5197	
3	12.1443	1.9328	0.5174	
4	13.3032	2.1173	0.4723	
5	13.4157	2.1352	0.4683	
6	14.1232	2.2478	0.4449	
7	15.3909	2.4495	0.4082	
8	18.6960	2.9756	0.3361	
9	28.0137	4.4585	0.2243	
10	31.6439	5.0363	0.1986	
11	31.9604	5.0867	0.1966	
12	32.3089	5.1421	0.1945	
13	32.5788	5.1851	0.1929	
14	38.3972	6.1111	0.1636	
15	38.5536	6.1360	0.1630	
16	38.9720	6.2026	0.1612	
17	39.1924	6.2377	0.1603	
18	39.3337	6.2601	0.1597	
19	39.6627	6.3125	0.1584	
20	57.3411	9.1261	0.1096	
21	62.0364	9.8734	0.1013	
22	72.9817	11.6154	0.0861	
23	87.6278	13.9464	0.0717	
24	99.3835	15.8174	0.0632	
25	100.2550	15.9561	0.0627	
26	103.9236	16.5400	0.0605	
27	105.2928	16.7579	0.0597	
28	108.1117	17.2065	0.0581	
29	112.4965	17.9044	0.0559	
30	114.8069	18.2721	0.0547	
31	116.6318	18.5625	0.0539	
32	116.9931	18.6200	0.0537	
33	118.2332	18.8174	0.0531	
34	118.6027	18.8762	0.0530	
35	120.1764	19.1267	0.0523	
36	120.7356	19.2157	0.0520	
37	121.4725	19.3329	0.0517	
38	126.2516	20.0936	0.0498	
39	128.3629	20.4296	0.0489	
40	138.4345	22.0325	0.0454	
41	152.4120	24.2571	0.0412	
42	164.0872	26.1153	0.0383	
43	167.0820	26.5919	0.0376	
44	172.7385	27.4922	0.0364	
45	172.7572	27.4952	0.0364	
46	172.7684	27.4970	0.0364	
47	177.1872	28.2002	0.0355	
48	183.7910	29.2512	0.0342	
49	190.0946	30.2545	0.0331	
50	192.9809	30.7139	0.0326	

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
51	195.3956	31.0982	0.0322	
52	197.1231	31.3731	0.0319	
53	197.3023	31.4016	0.0318	
54	197.9394	31.5030	0.0317	
55	198.4009	31.5765	0.0317	
56	203.0827	32.3216	0.0309	
57	212.6069	33.8374	0.0296	
58	227.5248	36.2117	0.0276	
59	233.1487	37.1068	0.0269	
60	236.9249	37.7078	0.0265	
61	238.8717	38.0176	0.0263	
62	242.4158	38.5817	0.0259	
63	245.4586	39.0660	0.0256	
64	251.5547	40.0362	0.0250	
65	255.7283	40.7004	0.0246	
66	257.5855	40.9960	0.0244	
67	264.0442	42.0239	0.0238	
68	271.3927	43.1935	0.0232	
69	281.8728	44.8615	0.0223	
70	286.4821	45.5950	0.0219	
71	301.3584	47.9627	0.0209	
72	310.9359	49.4870	0.0202	
73	311.4339	49.5662	0.0202	
74	315.8769	50.2734	0.0199	
75	335.6076	53.4136	0.0187	
76	335.9292	53.4648	0.0187	
77	354.0091	56.3423	0.0177	
78	358.3112	57.0270	0.0175	
79	377.6512	60.1050	0.0166	
80	391.8326	62.3621	0.0160	
81	408.5589	65.0242	0.0154	
82	413.4959	65.8099	0.0152	
83	444.1507	70.6888	0.0141	
84	464.0376	73.8539	0.0135	
85	514.0537	81.8142	0.0122	
86	536.6095	85.4041	0.0117	
87	586.0097	93.2663	0.0107	
88	653.1331	103.9494	0.0096	
89	675.5322	107.5143	0.0093	
90	709.2018	112.8730	0.0089	
91	750.6493	119.4695	0.0084	
92	833.6607	132.6812	0.0075	
93	945.952	150.5529	0.0066	
94	1008.329	160.4806	0.0062	
95	1184.558	188.5283	0.0053	
96	1194.428	190.0991	0.0053	
97	1416.444	225.4341	0.0044	
98	1420.494	226.0786	0.0044	
99	1840.911	292.9902	0.0034	
100	1848.881	294.2585	0.0034	

4.2 질량 참여율

고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%를 상회함을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.



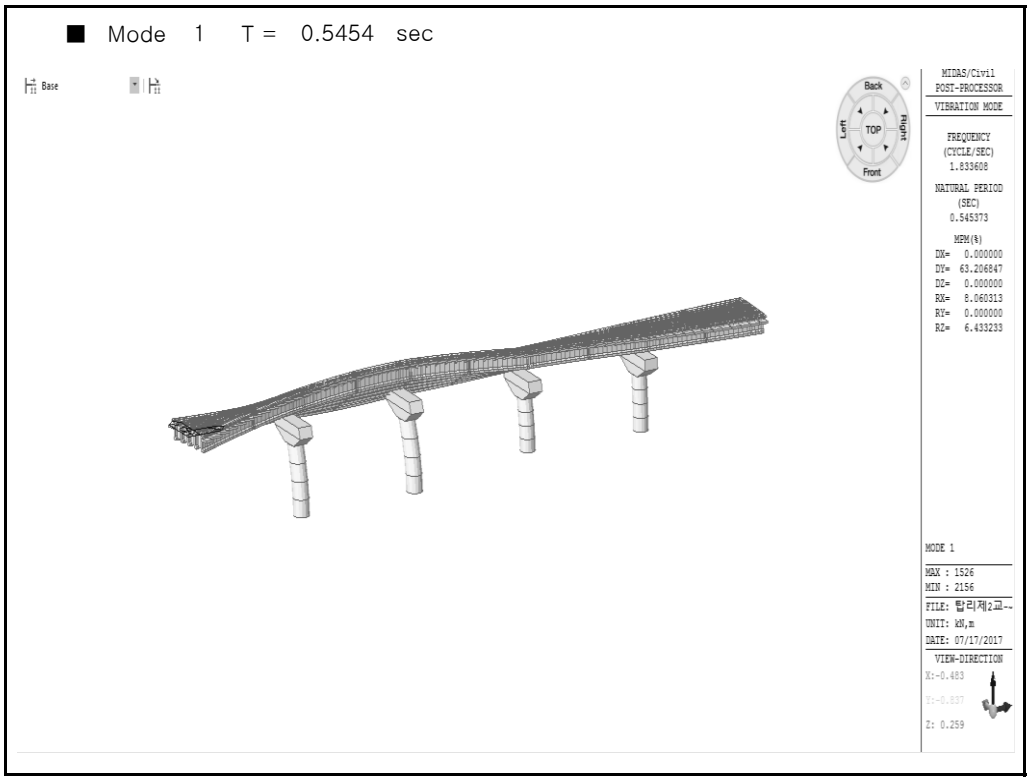
< 질량참여율 >

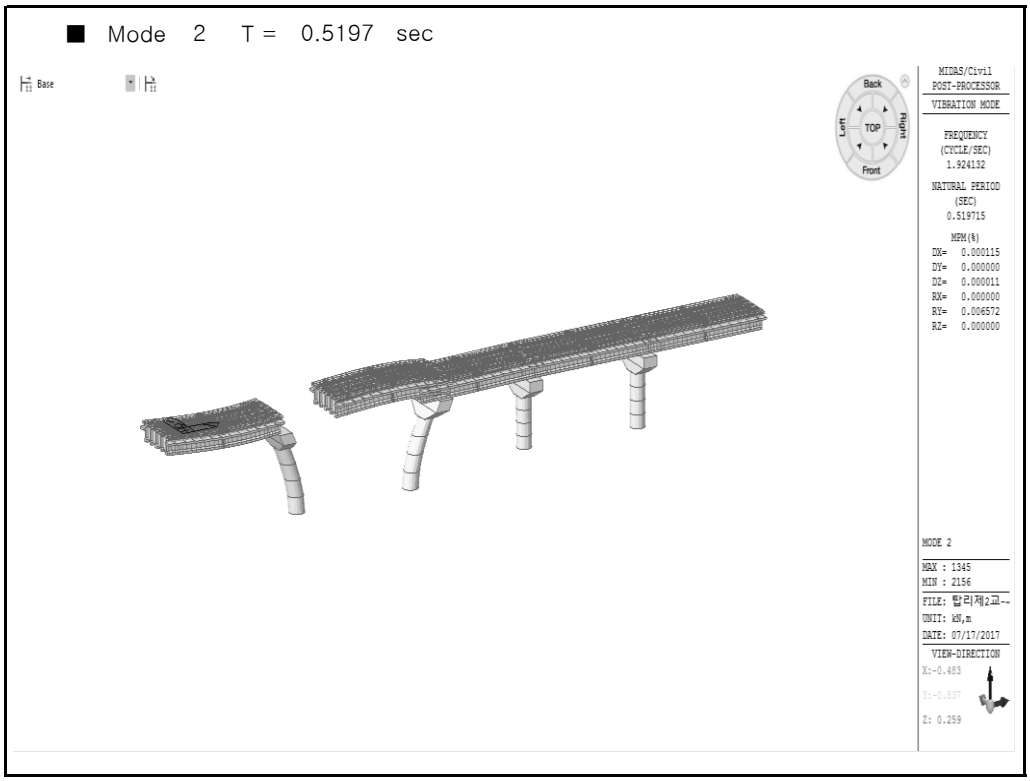
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.5454	0.000	63.210	0.000	0.000	63.210	0.000
2	0.5197	0.000	0.000	0.000	0.000	63.210	0.000
3	0.5174	38.460	0.000	0.060	38.460	63.210	0.060
4	0.4723	17.140	0.000	0.040	55.600	63.210	0.100
5	0.4683	0.000	6.980	0.000	55.600	70.180	0.100
6	0.4449	21.390	0.000	0.080	76.990	70.180	0.180
7	0.4082	0.000	7.200	0.000	76.990	77.380	0.180
8	0.3361	0.000	0.020	0.000	76.990	77.410	0.180
9	0.2243	8.400	0.000	7.730	85.400	77.410	7.910
10	0.1986	0.500	0.000	46.530	85.890	77.410	54.440
11	0.1966	0.080	0.000	1.400	85.970	77.410	55.840
12	0.1945	0.110	0.000	3.840	86.090	77.410	59.680
13	0.1929	0.000	0.000	0.090	86.090	77.410	59.770
14	0.1636	7.920	0.000	5.650	94.010	77.410	65.420
15	0.1630	0.000	4.060	0.000	94.010	81.470	65.420
16	0.1612	0.000	0.950	0.000	94.010	82.420	65.420
17	0.1603	0.000	0.360	0.000	94.010	82.780	65.420
18	0.1597	0.000	0.060	0.000	94.010	82.830	65.420

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
19	0.1584	0.000	0.040	0.000	94.010	82.870	65.420
20	0.1096	0.000	2.770	0.000	94.010	85.640	65.420
21	0.1013	0.000	0.000	0.000	94.010	85.640	65.420
22	0.0861	0.000	3.420	0.000	94.010	89.070	65.420
23	0.0717	0.000	0.010	0.000	94.010	89.080	65.420
24	0.0632	0.030	0.000	0.020	94.040	89.080	65.440
25	0.0627	0.890	0.000	0.190	94.930	89.080	65.620
26	0.0605	0.000	0.830	0.000	94.930	89.910	65.620
27	0.0597	0.060	0.000	0.010	94.990	89.910	65.630
28	0.0581	0.800	0.000	0.180	95.790	89.910	65.810
29	0.0559	0.000	0.000	0.000	95.790	89.910	65.810
30	0.0547	0.030	0.000	0.030	95.820	89.910	65.840
31	0.0539	0.060	0.000	0.090	95.880	89.910	65.930
32	0.0537	0.000	0.180	0.000	95.880	90.090	65.930
33	0.0531	0.000	0.000	0.000	95.880	90.090	65.930
34	0.0530	0.060	0.000	0.000	95.940	90.090	65.930
35	0.0523	0.040	0.000	0.130	95.980	90.090	66.060
36	0.0520	0.000	0.140	0.000	95.980	90.230	66.060
37	0.0517	0.010	0.000	0.140	95.990	90.230	66.200
38	0.0498	0.000	0.360	0.000	95.990	90.600	66.200
39	0.0489	0.000	0.020	0.000	95.990	90.620	66.200
40	0.0454	0.000	2.950	0.000	95.990	93.570	66.200
41	0.0412	0.000	0.110	0.000	95.990	93.680	66.200
42	0.0383	0.000	0.560	0.000	95.990	94.240	66.200
43	0.0376	0.000	1.940	0.000	95.990	96.180	66.200
44	0.0364	0.000	0.000	0.000	95.990	96.180	66.200
45	0.0364	0.000	0.000	0.010	95.990	96.180	66.200
46	0.0364	0.000	0.000	0.000	95.990	96.180	66.200
47	0.0355	0.000	0.180	0.000	95.990	96.360	66.200
48	0.0342	0.000	0.610	0.000	95.990	96.970	66.200
49	0.0331	0.000	0.020	0.000	95.990	96.990	66.200
50	0.0326	0.000	0.000	17.870	95.990	96.990	84.070
51	0.0322	0.000	0.430	0.000	95.990	97.410	84.070
52	0.0319	0.000	0.000	0.080	95.990	97.410	84.160
53	0.0318	0.000	0.000	0.000	95.990	97.410	84.160
54	0.0317	0.000	0.000	1.640	95.990	97.410	85.800
55	0.0317	0.000	0.030	0.000	95.990	97.440	85.800
56	0.0309	0.000	0.000	1.780	95.990	97.440	87.580
57	0.0296	0.000	0.000	1.820	95.990	97.440	89.400
58	0.0276	0.000	0.000	0.000	96.000	97.440	89.400

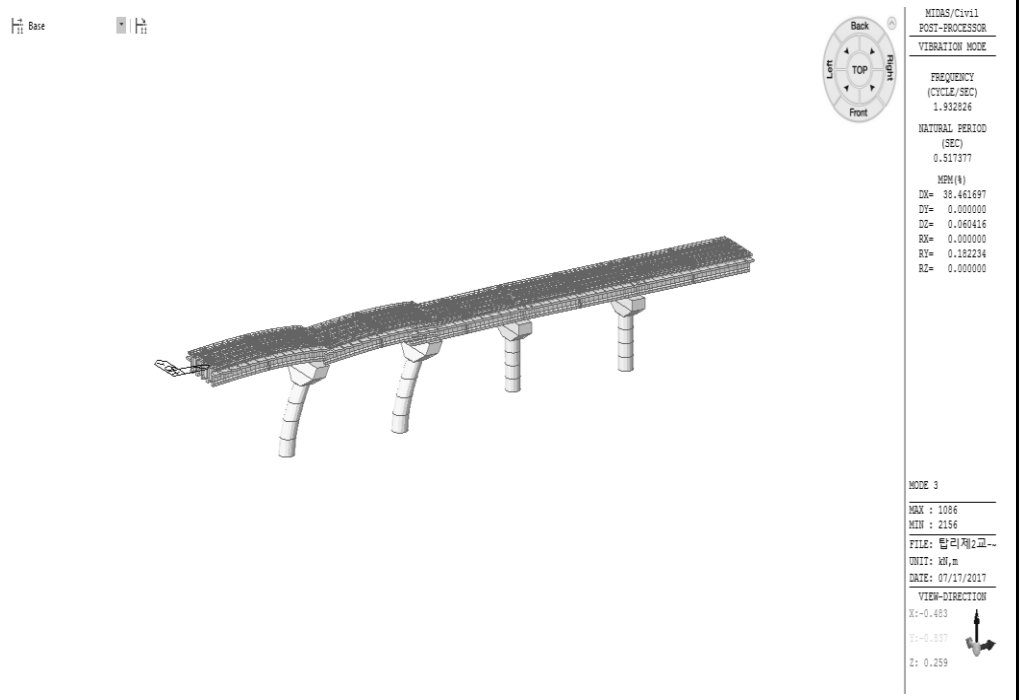
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
59	0.0269	0.000	0.090	0.000	96.000	97.530	89.400
60	0.0265	0.000	0.000	0.000	96.000	97.530	89.400
61	0.0263	0.000	0.000	0.360	96.000	97.530	89.760
62	0.0259	0.000	0.020	0.000	96.000	97.550	89.760
63	0.0256	0.000	0.020	0.000	96.000	97.560	89.760
64	0.0250	0.000	0.130	0.000	96.000	97.690	89.760
65	0.0246	0.000	0.130	0.000	96.000	97.820	89.760
66	0.0244	0.080	0.000	0.000	96.070	97.820	89.760
67	0.0238	0.190	0.000	0.010	96.260	97.820	89.770
68	0.0232	0.040	0.000	0.000	96.300	97.820	89.770
69	0.0223	0.570	0.000	0.090	96.870	97.820	89.860
70	0.0219	0.630	0.000	0.190	97.510	97.820	90.060
71	0.0209	0.030	0.000	1.350	97.540	97.820	91.410
72	0.0202	0.000	0.010	0.000	97.540	97.830	91.410
73	0.0202	0.060	0.000	2.890	97.600	97.830	94.300
74	0.0199	0.000	0.010	0.000	97.600	97.840	94.300
75	0.0187	0.630	0.000	0.160	98.230	97.840	94.450
76	0.0187	0.000	0.170	0.000	98.230	98.010	94.450
77	0.0177	0.000	0.030	0.000	98.230	98.040	94.450
78	0.0175	0.220	0.000	0.000	98.450	98.040	94.450
79	0.0166	0.000	0.040	0.000	98.450	98.070	94.450
80	0.0160	0.250	0.000	0.020	98.690	98.070	94.480
81	0.0154	0.000	0.100	0.000	98.690	98.180	94.480
82	0.0152	0.050	0.000	0.020	98.750	98.180	94.500
83	0.0141	0.000	0.000	0.210	98.750	98.180	94.710
84	0.0135	0.000	0.060	0.000	98.750	98.240	94.710
85	0.0122	0.000	0.500	0.000	98.750	98.740	94.710
86	0.0117	0.010	0.000	0.010	98.760	98.740	94.720
87	0.0107	0.000	0.210	0.000	98.760	98.950	94.720
88	0.0096	0.280	0.000	0.010	99.040	98.950	94.730
89	0.0093	0.000	0.280	0.000	99.040	99.230	94.730
90	0.0089	0.220	0.000	0.020	99.260	99.230	94.740
91	0.0084	0.000	0.200	0.000	99.260	99.420	94.740
92	0.0075	0.300	0.000	0.010	99.560	99.420	94.750
93	0.0066	0.000	0.250	0.000	99.560	99.670	94.750
94	0.0062	0.160	0.000	0.010	99.710	99.670	94.760
95	0.0053	0.000	0.180	0.000	99.710	99.850	94.760
96	0.0053	0.120	0.000	0.010	99.830	99.850	94.760
97	0.0044	0.140	0.000	0.000	99.970	99.850	94.760
98	0.0044	0.000	0.120	0.000	99.970	99.970	94.760
99	0.0034	0.000	0.030	0.000	99.970	100.000	94.760
100	0.0034	0.030	0.000	0.000	100.000	100.000	94.760

4.3 모드형상(Mode Shape)





■ Mode 3 T = 0.5174 sec



■ Mode 4 T = 0.4723 sec



5. 내 진 해 석 결 과

5.1 탄성지진력

1) 교각 하부 전단력

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)
P1	4530.070	0.000	0.000	3916.040
P2	4484.260	0.000	0.000	4953.520
P3	4980.660	0.000	0.000	3617.750
P4	4620.210	0.000	0.000	2787.620

2) 교각 하부 모멘트

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)
P1	55051.440	0.000	0.000	54764.560
P2	54591.180	0.000	0.000	69698.230
P3	49673.890	0.000	0.000	44369.080
P4	48406.160	0.000	0.000	33953.020

5.2 탄성지진력 조합

- 하중경우 1 : 1.0 X (교축방향해석) + 0.3 X (교축직각방향해석)
- 하중경우 2 : 0.3 X (교축방향해석) + 1.0 X (교축직각방향해석)

1) 교각 하부 전단력

교각 번호	교축방향 Fx (kN)		교축직각방향 Fy (kN)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	4530.070	1359.021	1174.812	3916.040
P2	4484.260	1345.278	1486.056	4953.520
P3	4980.660	1494.198	1085.325	3617.750
P4	4620.210	1386.063	836.286	2787.620

2) 교각 하부 모멘트

교각 번호	교축방향 Mx (kN-m)		교축직각방향 My (kN-m)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	55051.440	16515.432	16429.368	54764.560
P2	54591.180	16377.354	20909.469	69698.230
P3	49673.890	14902.167	13310.724	44369.080
P4	48406.160	14521.848	10185.906	33953.020

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

교각 번호	전단력 Fx (kN)		모멘트 My (kN-m)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
P1	4530.070	3916.040	55051.440	54764.560
P2	4484.260	4953.520	54591.180	69698.230
P3	4980.660	3617.750	49673.890	44369.080
P4	4620.210	2787.620	48406.160	33953.020

5. 내 진 해 석 결 과

5.1 탄성지진력

1) 교각 상부 전단력

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)
P1	4429.470	0.000	0.000	3814.020
P2	4384.080	0.000	0.000	4833.680
P3	4918.000	0.000	0.000	3572.760
P4	4553.990	0.000	0.000	2732.020

2) 교각 상부 모멘트

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)
P1	12403.420	0.000	0.000	18157.240
P2	12380.010	0.000	0.000	23268.180
P3	13994.410	0.000	0.000	18683.880
P4	13049.750	0.000	0.000	12923.540

5.2 탄성지진력 조합

- 하중경우 1 : 1.0 X (교축방향해석) + 0.3 X (교축직각방향해석)
- 하중경우 2 : 0.3 X (교축방향해석) + 1.0 X (교축직각방향해석)

1) 교각 상부 전단력

교각 번호	교축방향 Fx (kN)		교축직각방향 Fy (kN)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	4429.470	1328.841	1144.206	3814.020
P2	4384.080	1315.224	1450.104	4833.680
P3	4918.000	1475.400	1071.828	3572.760
P4	4553.990	1366.197	819.606	2732.020

2) 교각 상부 모멘트

교각 번호	교축방향 Mx (kN-m)		교축직각방향 My (kN-m)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	12403.420	3721.026	5447.172	18157.240
P2	12380.010	3714.003	6980.454	23268.180
P3	13994.410	4198.323	5605.164	18683.880
P4	13049.750	3914.925	3877.062	12923.540

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

교각 번호	전단력 Fx (kN)		모멘트 My (kN-m)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
P1	4429.470	3814.020	12403.420	18157.240
P2	4384.080	4833.680	12380.010	23268.180
P3	4918.000	3572.760	13994.410	18683.880
P4	4553.990	2732.020	13049.750	12923.540

5.3 받침부에 작용하는 탄성지진력

1) 발생 지진력

받침1개당 단면력

구분		교축방향 해석		교축직각방향 해석	
		교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)
A1	B1	0.000	0.010	0.000	225.150
	B2	0.000	0.010	0.000	227.740
	B3	0.000	0.000	0.000	228.770
	B4	0.000	0.010	0.000	227.740
	B5	0.000	0.010	0.000	225.150
P1-L	B1	792.450	0.090	586.140	267.980
	B2	788.890	0.060	294.010	270.420
	B3	788.120	0.000	0.000	271.270
	B4	788.890	0.060	294.010	270.420
	B5	792.450	0.090	586.140	267.980
P1-R	B1	0.000	0.010	0.000	434.910
	B2	0.000	0.010	0.000	439.370
	B3	0.000	0.000	0.000	441.050
	B4	0.000	0.010	0.000	439.370
	B5	0.000	0.010	0.000	434.910
P2-L	B1	783.990	0.100	343.560	455.490
	B2	780.460	0.060	172.550	459.970
	B3	779.710	0.000	0.000	461.620
	B4	780.460	0.060	172.550	459.970
	B5	783.990	0.100	343.560	455.490
P2-R	B1	0.000	0.010	0.000	420.750
	B2	0.000	0.010	0.000	424.750
	B3	0.000	0.000	0.000	426.190
	B4	0.000	0.010	0.000	424.750
	B5	0.000	0.010	0.000	420.750
P3-L	B1	892.300	0.110	465.610	401.090
	B2	888.280	0.070	232.110	405.210
	B3	887.410	0.000	0.000	406.760
	B4	888.280	0.070	232.110	405.210
	B5	892.300	0.110	465.610	401.090
P3-R	B1	0.000	0.020	0.000	303.570
	B2	0.000	0.010	0.000	306.550
	B3	0.000	0.000	0.000	307.640
	B4	0.000	0.010	0.000	306.550
	B5	0.000	0.020	0.000	303.570
P4-L	B1	822.620	0.100	280.640	321.060
	B2	818.910	0.060	140.960	324.300
	B3	818.120	0.000	0.000	325.510
	B4	818.910	0.060	140.960	324.300
	B5	822.620	0.100	280.640	321.060
P4-R	B1	0.000	0.060	0.000	195.710
	B2	0.000	0.040	0.000	197.360
	B3	0.000	0.000	0.000	197.900
	B4	0.000	0.040	0.000	197.360
	B5	0.000	0.060	0.000	195.710
A2	B1	627.040	0.100	764.590	215.600
	B2	624.190	0.060	380.230	217.820
	B3	623.570	0.000	0.000	218.660
	B4	624.190	0.060	380.230	217.820
	B5	627.040	0.100	764.590	215.600

5.4 받침지진력 조합

- 하중경우 1 : 1.0 X (교축방향해석) + 0.3 X (교축직각방향해석)
- 하중경우 2 : 0.3 X (교축방향해석) + 1.0 X (교축직각방향해석)

구 분		교축방향 Fx (kN)		교축직각방향 Fy (kN)	
		하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
A1	B1	0.000	0.000	67.555	225.153
	B2	0.000	0.000	68.332	227.743
	B3	0.000	0.000	68.631	228.770
	B4	0.000	0.000	68.332	227.743
	B5	0.000	0.000	67.555	225.153
P1-L	B1	968.292	823.875	80.484	268.007
	B2	877.093	530.677	81.186	270.438
	B3	788.120	236.436	81.381	271.270
	B4	877.093	530.677	81.186	270.438
	B5	968.292	823.875	80.484	268.007
P1-R	B1	0.000	0.000	130.483	434.913
	B2	0.000	0.000	131.821	439.373
	B3	0.000	0.000	132.315	441.050
	B4	0.000	0.000	131.821	439.373
	B5	0.000	0.000	130.483	434.913
P2-L	B1	887.058	578.757	136.747	455.520
	B2	832.225	406.688	138.051	459.988
	B3	779.710	233.913	138.486	461.620
	B4	832.225	406.688	138.051	459.988
	B5	887.058	578.757	136.747	455.520
P2-R	B1	0.000	0.000	126.235	420.753
	B2	0.000	0.000	127.435	424.753
	B3	0.000	0.000	127.857	426.190
	B4	0.000	0.000	127.435	424.753
	B5	0.000	0.000	126.235	420.753
P3-L	B1	1031.983	733.300	120.437	401.123
	B2	957.913	498.594	121.633	405.231
	B3	887.410	266.223	122.028	406.760
	B4	957.913	498.594	121.633	405.231
	B5	1031.983	733.300	120.437	401.123
P3-R	B1	0.000	0.000	91.091	303.576
	B2	0.000	0.000	91.975	306.553
	B3	0.000	0.000	92.292	307.640
	B4	0.000	0.000	91.975	306.553
	B5	0.000	0.000	91.091	303.576
P4-L	B1	906.812	527.426	96.418	321.090
	B2	861.198	386.633	97.350	324.318
	B3	818.120	245.436	97.653	325.510
	B4	861.198	386.633	97.350	324.318
	B5	906.812	527.426	96.418	321.090
P4-R	B1	0.000	0.000	58.773	195.728
	B2	0.000	0.000	59.248	197.372
	B3	0.000	0.000	59.370	197.900
	B4	0.000	0.000	59.248	197.372
	B5	0.000	0.000	58.773	195.728
A2	B1	856.417	952.702	64.780	215.630
	B2	738.259	567.487	65.406	217.838
	B3	623.570	187.071	65.598	218.660
	B4	738.259	567.487	65.406	217.838
	B5	856.417	952.702	64.780	215.630

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

구분		R	교축방향		교축직각방향	
			설계전단력 Fx (kN)	응답수정계수 적용시	설계전단력 Fx (kN)	응답수정계수 적용시
A1	B1	0.8	0.000	0.000	225.153	281.441
	B2	0.8	0.000	0.000	227.743	284.679
	B3	0.8	0.000	0.000	228.770	285.963
	B4	0.8	0.000	0.000	227.743	284.679
	B5	0.8	0.000	0.000	225.153	281.441
P1-L	B1	1.0	968.292	968.292	268.007	268.007
	B2	1.0	877.093	877.093	270.438	270.438
	B3	1.0	788.120	788.120	271.270	271.270
	B4	1.0	877.093	877.093	270.438	270.438
	B5	1.0	968.292	968.292	268.007	268.007
P1-R	B1	1.0	0.000	0.000	434.913	434.913
	B2	1.0	0.000	0.000	439.373	439.373
	B3	1.0	0.000	0.000	441.050	441.050
	B4	1.0	0.000	0.000	439.373	439.373
	B5	1.0	0.000	0.000	434.913	434.913
P2-L	B1	1.0	887.058	887.058	455.520	455.520
	B2	1.0	832.225	832.225	459.988	459.988
	B3	1.0	779.710	779.710	461.620	461.620
	B4	1.0	832.225	832.225	459.988	459.988
	B5	1.0	887.058	887.058	455.520	455.520
P2-R	B1	1.0	0.000	0.000	420.753	420.753
	B2	1.0	0.000	0.000	424.753	424.753
	B3	1.0	0.000	0.000	426.190	426.190
	B4	1.0	0.000	0.000	424.753	424.753
	B5	1.0	0.000	0.000	420.753	420.753
P3-L	B1	1.0	1031.983	1031.983	401.123	401.123
	B2	1.0	957.913	957.913	405.231	405.231
	B3	1.0	887.410	887.410	406.760	406.760
	B4	1.0	957.913	957.913	405.231	405.231
	B5	1.0	1031.983	1031.983	401.123	401.123
P3-R	B1	1.0	0.000	0.000	303.576	303.576
	B2	1.0	0.000	0.000	306.553	306.553
	B3	1.0	0.000	0.000	307.640	307.640
	B4	1.0	0.000	0.000	306.553	306.553
	B5	1.0	0.000	0.000	303.576	303.576
P4-L	B1	1.0	906.812	906.812	321.090	321.090
	B2	1.0	861.198	861.198	324.318	324.318
	B3	1.0	818.120	818.120	325.510	325.510
	B4	1.0	861.198	861.198	324.318	324.318
	B5	1.0	906.812	906.812	321.090	321.090
P4-R	B1	1.0	0.000	0.000	195.728	195.728
	B2	1.0	0.000	0.000	197.372	197.372
	B3	1.0	0.000	0.000	197.900	197.900
	B4	1.0	0.000	0.000	197.372	197.372
	B5	1.0	0.000	0.000	195.728	195.728
A2	B1	0.8	952.702	1190.878	215.630	269.538
	B2	0.8	738.259	922.824	217.838	272.298
	B3	0.8	623.570	779.463	218.660	273.325
	B4	0.8	738.259	922.824	217.838	272.298
	B5	0.8	952.702	1190.878	215.630	269.538

2.6 가시설공

2.6.1 P1,P2 버팀보 사보강

Page No : 1
Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

I. 설 계 조 건

I-1. 지 반 자 료

1) 각 토층의 토질정수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	단위중량 (KN/㎥)	N	점착력 (KN/㎡)	전단 저항각(DO)	토질 형태	지반반력계수 (KN/㎥)	마찰저항 (N/㎟)
1	0.000	-0.890	17.50	5	30.000	0.00	CLAY	13281.890	0.00
2	-0.890	-6.680	20.00	50	29.000	31.00	WEA.ROCK	33826.715	0.00
3	-6.680	-15.000	23.00	50	250.000	33.00	SOFTROCK	33826.715	0.00

2) 각 토층의 토압계수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	RANKINE식 Ka	RANKINE식 Kp	COULOMB식 Ka	COULOMB식 Kp	CAQUOT & KERISEL Ka	CAQUOT & KERISEL Kp	정지토압 Ko
1	0.000	-0.890	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	-0.890	-6.680	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
3	-6.680	-15.000	0.295	3.392	0.264	8.084	0.295	6.099	0.455

I-2. 상 재 하 중

NO	X-NEAR (m)	X-FAR (m)	EL. (m)	LOAD (KN/㎡)
1	0.000	20.000	0.000	15.000

I-3. 지하수위(토류벽 근입장 계산시 사용)

* 지하수위 고려하는 시점 EL. = -3.000 (m)
* 지하수위 고려하는 종점 EL. = -3.500 (m)
* 물의 단위중량 = 10.000 (KN/㎥)

I-4. 최종 굴착바닥의 위치및 굴착단계별 위치

* 최종 굴착바닥 EL. = -4.850 (m)
* 엄지말뚝 근입깊이 = 1.000 (m)
* 총 굴착 단계의 수 = 3
* 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.500 -4.850 -4.850

Next Page

I-5. 엄지말뚝(H-PILE, SLURRY WALL등의 수직토류벽) 의 제원

1) 사용 엄지말뚝(H-Pile .SLURRY WALL등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) = 210000. (MPA)
* 단 면 적 (A) = 17320.0 (㎟)
* 단 면 2 차 모 멘 트(Ix) = 324000000.0 (mm^4)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800000.0 (㎣)
* 단 면 2 차 반 경 강축방향(Rx) = 75.600 (㎜)
약축방향(Ry) = 28.500 (㎜)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중(N) = 0.000 (KN)
* 엄 지 말 뚝 설 치 간 격 = 0.60 (m)

I-6. 버팀보(E/A, Tierod, Nail & Strut) 및 Wale의 Type

ㅇ. S T R U T T Y P E

NO	T Y P E	탄성계수(E) (MPA)	단면적(A) (㎟)	단면2차반경(㎜) Rx	Ry	단 면 계 수 Zx(㎣)
1	H-250X250X9X14	210000.	9218.000	108.000	62.900	867000.00

ㅇ. W A L E T Y P E

NO	T Y P E	단 면 적(A) (㎟)	단면2차반경(㎜) Rx	Ry	단 면 계 수(Z) (㎣)
1	H-250X250X9X14	9218.000	108.000	62.900	867000.00

Next Page

I-7. 각 단에 설치한 버팀보(E/A, Tierod, Nail & Strut) 및 Wale의 제원

NO	EL. (m)	버팀보 형식	설치각 (DO)	자유및정착장 강축	자유및정착장 약축	설치간격 (m)	Cable Spring정수 수(ea)	S/Type (KN/㎡)	W A L E 한계압력	W A L E Type	W A L E 설치수
1	-1.000	Strut	45.0	7.03	5.27	1.80	1	108171.5	1	1	1

Next Page

I-8. 가 설 구 조 물

1) 적 용 설 계 방 법

가설 구조물의 설계는 허용응력 설계법을 적용하며, 가설구조물은 공사 목적물을 만들기 위한 가설비(본체 구조물 일부로 사용되는 경우도 있음)로서 설치되므로 다음 규정에 따라 할증된 허용응력을 채택한다.

2) 강 재 의 허 용 응 력 도 (SS-400,SS-490)

종 류	허 용 응 력 도 (MPA)	
1. 축방향 인장	140 x 1.5 = 210	
2. 축방향 압축	L/R <= 20	140 x 1.5 = 210
L(Cm):유효 좌굴장	20<L/R<93	210 - 1.3 (L/R - 20)
R(Cm):단면 2차반경	93 <= L/R	$\frac{1.800.000}{6.700 + (L/R)^2}$
3. 휨 응 력	인 장	140 x 1.5 = 210
B:압축Flange폭 L:Flange 고정 점간거리	압 축 L/B<=4.5	140 x 1.5 = 210
	4.5<L/B<=30	210-3.6(L/B-4.5)
4. 전단응력	80 x 1.5 = 120	
5. 용접강도	공 장 : 모재의 100% 현 장 : 모재의 90%	

(도로교설계기준, 2000)

3) 강 재 의 허 용 응 력 도 보 정

제2항에서 규정한 강재의 허용응력도는 신규강재의 단기하중에 대한 값으로서 실제 시공시에 반복 재사용과 장기사용등을 고려할 때에는 보정계수를 고려하여야 하는데 다음과 같은 값을 적용한다.

강재의 허용응력도 보정계수 = 1.00

Next Page

II. 토 류 벽 의 근 입 심 도 검 토

토류벽의 근입길이는 다음 조건에 대하여 검토하여 결정한다.
- 근입부에 작용하는 주동토압과 수동토압에 대한 안정
- 연약한 점성토 지반에서의 Heaving 현상에 대한 안정
- 지수토류벽등을 사용하는 경우로 모래지반에서의 Boiling 현상에 대한 안정

또한,토류벽의 근입심도 검토는 최종굴착의 경우와 최종굴착 전단계 경우에 한하여 실시하며,수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

II-1. 최 종 굴 착 경우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산
  Ka = Tan² (45-@/2)
  Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
  q : 상재하중 (= 15.0 KN/㎡)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	C(KN/㎡) (2)	Ka (1)	Ka (2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	토 압(KN/㎡) (2)	계 (KN/㎡) Pa1	계 (KN/㎡) Pa2
									h= 0.11 Rt=20.00	
1	-1.000	29.0	29.0	0.320	0.320	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
									h= 2.00 Rt=20.00	
2	-3.000	29.0	29.0	0.320	0.320	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
									h= 1.85 Rt=20.00	
3	-4.850	29.0	29.0	0.320	0.320	5.000	2.324	2.324	7.324	7.324
									h= 1.00 Rt=20.00	
4	-5.850	29.0	0.0	0.320	0.000	5.000	8.726	0.000	13.726	5.000

* 수 동 토 압 계 산
  Kp = Tan² (45+@/2)
  Pp = Rt*h*Kp + 2*C*SQRT(Kp)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	C(KN/㎡) (2)	Kp (1)	Kp (2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	토 압(KN/㎡) (2)	계 (KN/㎡) Pp1	계 (KN/㎡) Pp2
1	-4.850	0.0	29.0	0.000	3.124	0.000	0.000	102.514	0.000	102.514
									h= 1.00 Rt=20.00	
2	-5.850	29.0	0.0	3.124	0.000	10.000	164.995	0.000	174.995	0.000

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 1.00 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m , 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ㅇ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -1.000 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (0.000 + 7.324) x 0.5 x 1.850 x 3.233 x 0.6 = 13.143 KN-m

2. (7.324 + 13.726) x 0.5 x 1.000 x 4.401 x 0.6 = 27.790 KN-m

Total moment (Ma) = 40.933 KN-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (102.514 +174.995) x 0.5 x 1.000 x 4.394 x 0.6 = 365.773 KN-m

Total moment (Mp) = 365.773 KN-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 365.773 / 40.933

= 8.936 > 1.20 O.K.

Next Page

III. 각 굴착 단계별 각 절점의 변위,전단력,모멘트및 반력 집계표

(* 여기서 출력되는 값은 1.0m 단위폭당 값임.)

1) 각 절점의 토압 집계표(단위:KN/㎡/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -4.85	3 -4.85	MAX.
1	0.000	4.37	4.32	59.79	59.79
	-0.890	0.00	0.00	59.79	59.79
2	-0.890	0.00	0.00	21.43	21.43
	-1.000	0.00	0.00	21.43	21.43
3	-1.000	0.00	0.00	21.43	21.43
	-1.500	0.00	0.00	21.43	21.43
4	-1.500	0.00	0.00	21.43	21.43
	-2.250	0.00	0.00	21.43	21.43
5	-2.250	0.00	0.00	21.43	21.43
	-3.000	0.00	0.00	21.43	21.43
6	-3.000	0.00	0.00	12.28	12.28
	-3.500	0.00	5.00	17.28	17.28
7	-3.500	0.00	5.00	26.43	26.43
	-4.175	0.00	2.50	23.93	23.93
8	-4.175	0.00	2.50	23.93	23.93
	-4.850	0.00	0.72	3.12	3.12
9	-4.850	0.00	0.72	0.00	0.00
	-5.850	0.00	2.28	0.00	0.00
	MAX.	4.37	5.00	59.79	59.79

Next Page

2) 각 절점의 변위 집계표(단위:mm/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -4.85	3 -4.85	MAX.
1	0.000	0.15	0.17	1.02	1.02
2	-0.890	0.10	0.13	0.98	0.98
3	-1.000	0.09	0.13	0.97	0.97
4	-1.500	0.07	0.11	0.99	0.99
5	-2.250	0.04	0.10	1.03	1.03
6	-3.000	0.02	0.08	1.03	1.03
7	-3.500	0.01	0.08	0.98	0.98
8	-4.175	-0.01	0.06	0.87	0.87
9	-4.850	-0.02	0.05	0.70	0.70
10	-5.850	-0.03	0.02	0.42	0.00
	MAX.	0.15	0.17	1.03	1.03

Next Page

3) 각 절점의 전단력 집계표(단위:KN/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -4.85	3 -4.85	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
	-0.890	1.94	1.92	53.22	53.22
2	-0.890	-1.94	-1.92	-53.22	-53.22
	-1.000	1.94	1.92	55.58	55.58
3	-1.000	-1.95	1.86	49.82	49.82
	-1.500	1.95	-1.86	-39.11	-39.11
4	-1.500	-0.45	1.86	39.11	39.11
	-2.250	0.45	-1.86	-23.04	-23.04
5	-2.250	0.57	1.86	23.04	23.04
	-3.000	-0.57	-1.86	-6.96	-6.96
6	-3.000	0.93	1.86	6.96	6.96
	-3.500	-0.93	-0.61	0.42	-0.93
7	-3.500	1.05	0.61	-0.43	1.05
	-4.175	-1.05	1.92	17.42	17.42
8	-4.175	0.91	-1.92	-17.42	-17.42
	-4.850	-0.91	3.01	26.55	26.55
9	-4.850	0.47	-0.81	-6.77	-6.77
	-5.850	-0.47	0.81	7.27	7.27
	MAX.	-1.95	3.01	55.58	55.58

Next Page

4) 각 절점의 모멘트 집계표(단위:KN-m/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -4.85	3 -4.85	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.890	1.15	1.14	23.68	23.68
3	-1.000	1.37	1.35	29.68	29.68
4	-1.500	2.34	0.42	7.44	7.44
5	-2.250	2.68	-0.97	-15.86	-15.86
6	-3.000	2.25	-2.36	-27.11	-27.11
7	-3.500	1.79	-3.08	-28.85	-28.85
8	-4.175	1.08	-2.54	-22.73	-22.73
9	-4.850	0.47	-0.81	-7.10	-7.10
10	-5.850	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	2.68	-3.08	29.68	29.68

Next Page

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:KN/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -4.85	3 -4.85	MAX.
3	-1.000	0.00	-3.78	-105.41	-105.41
MAX.		0.00	-3.78	-105.41	-105.41

Next Page

IV. 굴착 주변의 지반침하 예측

굴착의 시공계획에 있어서는 굴착에 따른 주변지반의 변형을 추정하고 인접 건물에 대한 영향에 대하여 검토 하여야 하는데, 침하 추정 방법은 무수히 많으며 주장하는 학자에 따라서도 상당한 차이가 있다.
여기서는 Caspe의 방법(1966)에 의하여 다음과 같은 단계로 구하였다.

. 횡방향 벽의 처짐을 구한다.
. 처짐의 체적 Vs를 구한다.(평균단면적법 또는 Simpson의 제1공식 사용)
. 지반침하 영향거리(균열거리) D를 계산한다.
. 벽면에서의 지표면 침하 Sw를 계산한다.
. D로부터 벽까지 Si의 포물선 변화를 가정하여 잔존침하를 계산한다.
. 해체검토시, 콘크리트 벽체 및 슬래브가 시공된 구간은 콘크리트벽체 및 슬래브 시공전 단계까지의 최대변위를 최대값으로 적용한다

1) 토류벽의 횡방향 변위량

절 점 번 호	Elevation (m)	변 위 량 (mm)	절 점 번 호	Elevation (m)	변 위 량 (mm)
1	0.000	1.01981	2	-0.890	0.97507
3	-1.000	0.97445	4	-1.500	0.99038
5	-2.250	1.02853	6	-3.000	1.02546
7	-3.500	0.98191	8	-4.175	0.86557
9	-4.850	0.69825			

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = 0.00502 ㎥/m

3) 굴 착 폭 (B) 및 굴 착 심 도 (Hw)

B = 14.0 m . Hw = 4.8 m

Next Page

4) 굴 착 거 리 (Ht)

평균 내부마찰각 $ = 25.31 도
Hp = 0.5 x B x tan (45 + $/2)
= 0.5 x 14.0 x tan (45 + 25.31 /2) = 11.05 m
Ht = Hp + Hw = 11.05 m + 4.85 m = 15.90 m

5) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan (45 - $/2)
= 15.90 m x tan (45 - 25.31 /2) = 10.07 m

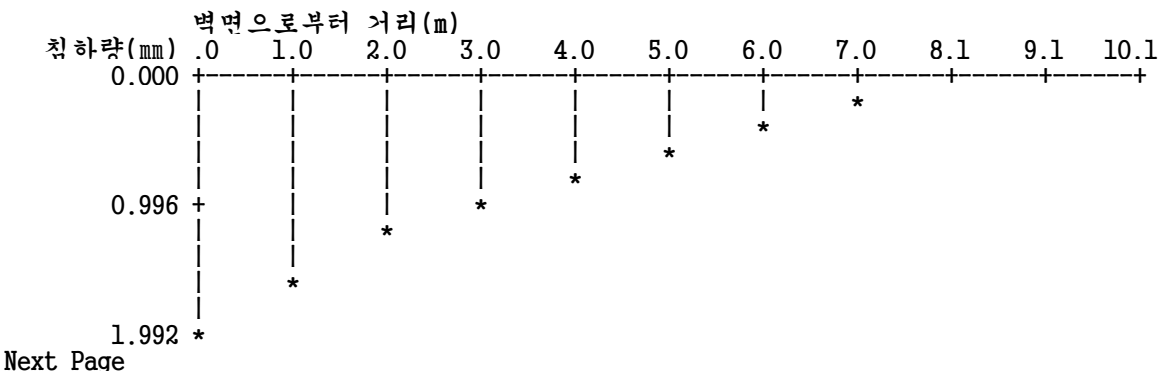
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x 0.00502/ 10.07
= 0.001992 m = 1.992 mm

7) 거리별 침하량 (Si) 및 절점간 침하구배

Si = Sw x ((D - Xi)/D)**2 = 0.199 x ((10.07 - Xi)/ 10.07)**2

절점 NO.	거 리 Xi(m)	침 하 량 Si(mm)	절점간 부등침하량	부등침하 구 배	절점 NO.	거 리 Xi(m)	침 하 량 Si(mm)	절점간 부등침하량	부등침하 구 배
1	0.000	1.99211	0.000	1/ 0	2	1.007	1.61361	0.038	1/2661
3	2.014	1.27495	0.034	1/2974	4	3.021	0.97613	0.030	1/3370
5	4.029	0.71716	0.026	1/3889	6	5.036	0.49803	0.022	1/4596
7	6.043	0.31874	0.018	1/5617	8	7.050	0.17929	0.014	1/7222
9	8.057	0.07968	0.010	1/9999	10	9.064	0.01992	0.006	1/9999
11	10.071	0.00000	0.020	1/9999					



Next Page

V . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod 및 Strut등)의 설 계

V-1 . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod & Strut)의 축력 계산

1) 각 굴착 단계별 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:KN/m/M)

버팀대 번 호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -4.85	3 -4.85	MAX.
1	-1.000	0.00	0.38	10.54	10.54
MAX.		0.00	3.78	105.41	105.41

Next Page

2) 각 버팀보의 설계축력(T) 계산

i단째의 버팀보 위치에 있어서 설계축력(T)는 다음식으로 구한다.

축 력(T) = 반 력(F) x 버팀보 설치간격 / Cos(설치각도)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 1] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 105.407 x 1.800 / COS(45.0) = 268.323 (KN)

○ Strut 의 최대축력
NO. 1 : Tmax = 268.323 KN/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계
==========

 1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

    . 최대축력 작용 Strut No. : 1
                  Tmax   = 268.323 (KN)
    . 온도차에 의한 축력   = 120.000 (KN)
    . Strut 의 규 격   :   H-250X250X9X14
    . 탄 성 계 수   (E)   =   0.210E+06 (MPA)
    . 단   면   적   (A)   =   9218.000 (㎟)
    . 단 면 계 수   (Zx)   = 867000.000 (㎣)
    . 단면2차 반경 강축방향(Rx) =   108.000 (mm)
                  약축방향(Ry) =   62.900 (mm)
    . Strut 의 자 중   (Wd)   =   5.000 (KN)

   (1) f(c). f(b) 계 산
    설계축력 (T) =   388.323 (KN)
    설계휨모멘트 = WdxLxL/8 =   5.000x   7.030**2/8.0 =   30.888 (KN.m)
    f(c) = N x 1000 / A =   388.323 x 1000 / 9218.000 =   42.127 (N/㎟)
    f(b) = M x 1000000 / Zx =   30.888 x 1000000 / 867000.000 =   35.626 (N/㎟)

   (2) L1/Rx. L2/Ry. L2/B 계 산
    L1/Rx = 703.000 / 10.800 = 65.093   .   L2/Ry = 527.000 / 6.290 = 83.784
    L2/B = 527.000 / 25.000 = 21.080

   (3) 강 축 방 향 검 토 (Rx)
      0. f(cax). f(cao). f(eax) 계 산
      f(cao) = 1.5 x 140.0 x1.00 = 210.0 (MPA)
      20 < L/R < 93 ;
          f(Cax) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
                 = (210 - 1.3 (65.09- 20)) x 1.00 =   151.380 N/㎟
      허용 Euler 좌굴응력 ;
          f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (65.093 x 65.093) =   424.824 N/㎟
      0. 응 력 검 토
              f(c)   f(b)
       F = --------- + ----------------------------
             f(cax)   f(cao)x[1-f(c)/f(eax)]
         =   42.13/   151.38 +   35.63/   210.00(1.0-   42.13/   424.82)
         =   0.28 +   0.19 =   0.47
      따 라 서 .   F = 0.467 < 1.0   O.K

   (4) 약 축 방 향 검 토 (Ry)
      0. f(cay). f(bax). f(eax) 계 산
      L/B > 4.5   ; f(bax) = (210-3.6x(L/B-4.5))x1.00 = 150.3 (MPA)
      20 < L/R < 93 ;
          f(Cay) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
                 = (210 - 1.3 (83.78- 20)) x 1.00 =   127.081 N/㎟
      허용 Euler 좌굴응력 ;
          f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (83.784 x 83.784) =   256.420 N/㎟
      0. 응 력 검 토
              f(c)   f(b)
       F = --------- + ----------------------------
             f(cay)   f(bax)x[1-f(c)/f(eax)]
         =   42.13/   127.08 +   35.63/   150.31(1.0-   42.13/   256.42)
         =   0.33 +   0.28 =   0.62
      따 라 서 .   F = 0.615 < 1.0   O.K

Next Page

2) 각 단의 STRUT CHECK

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	설계축력 (KN/개소)	f(c) (MPA)	f(b) (MPA)	안 전 율 강축	안 전 율 약축	C H E C K 강축	C H E C K 약축
1	-1.000	H-250X250X9X14@1	268.323	42.127	35.626	0.47	0.62	O.K	O.K

Next Page

VI. 엄지말뚝(H-PILE등)의 휨 모멘트와 전단력 검토

VI-1. 엄지말뚝(H-Pile등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) = 210000.00 (MPA)
* 단 면 적 (A) = 17320.000 (㎟)
* 단 면 2 차 모 멘 트(IX) = 324000000.0 (㎟⁴)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800000.00 (㎣)
* 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 75.600 (mm)
약축방향(Ry) = 28.500 (mm)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중 = 0.000 (KN)
* 엄지말뚝의 설 치 간 격 = 0.60 (m)

1) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(1) f(c), f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 29.675 x 0.600 = 17.805 (KN-m) [at Nodal point No. 3 : Step 3]
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 17320.000 = 0.000 (N/㎟)
f(b) = M x 1000000 / Zx = 17.805 x 1000000 / 1800000.000 = 9.892 (N/㎟)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계 산
L/B = 485.000 / 60.000 = 8.083 . L/Rx = 485.000 / 7.560 = 64.153

소 요 단 면 계 수 Zx = Max. M / f(BA)
= 17.805 x 1.0E+6 / 270.0
= 65945.477 (㎣)

강널말뚝간의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 할증하여야 한다. 따라서,

소 요 단 면 계 수 Zx = 65945.5 / 0.6 = 109909.1

따 라 서 . 109.909 < 1800.000 O.K

2) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 55.581 x 0.600 = 33.348 (KN)

전 단 강 도 = Smax / Aw
= 33.348 x 1000 / 17320.000
= 1.925 (N/㎟)

따 라 서 . 1.925 < 150.000 O.K

Next Page

VII. 띠 장 (WALE) 의 응 력 검 토
==========

1) 최대축력 작용지점의 WALE CHECK . 띠장의 종류 : 연 속 보
. 최대축력 버팀보 NO. = 1 . . Wale 의 규 격 = H-250X250X9X14
. 상 부 거 리 (X1) = 0.000 (mm) . . 하 부 거 리 (X2) = 0.000 (mm)
. 단 면 적 (A) = 9218.000 (㎟) . . 단 면 계 수 (Zx) = 867000.000 (㎣)
. 단 면 2 차 반 경 Rx = 108.000 (mm) . Ry = 62.900 (mm)

(1) 작 용 하 중 (Pmax) 및 축 력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
버팀보에 작용하는 최대축력 = 268.323 KN/ea
작용하중 = T x COS(@) / L = 268.323 x COS(45.00) / 1.800 = 105.407 KN/m
축력계산 = P x L1 - P x Tan($) x L2
= 105.407 x 2.700 - 105.407 x 0.000 x 0.000 = 284.600 (KN)

(2) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c), f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 105.407 x 1.800 x 1.800 / 10.000 = 34.152 KN-m
f(c) = N x 1000 / A = 284.600 x 1000 / 9218.000 = 3.087 (N/㎟)
f(b) = M x 100000 / Zx = 34.152 x 1000000 / 867000.000 = 39.391 (N/㎟)

(나) L1/Rx, L2/Ry, L2/B 계 산
L1/Rx = 180.000 / 10.800 = 16.667 . L2/Ry = 180.000 / 6.290 = 28.617
L2/B = 180.000 / 25.000 = 7.200

(다) 강 축 방 향 검 토 (수 평 방 향 , Rx)
0. f(cax), f(cao), f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(cao) = (210 - 3.6 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 200.3 (N/㎟)
L/R < 20 ;
f(Cax) = 210 x 1.00 = 210.00 N/㎟
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (16.667 x 16.667) = 6480.000 N/㎟
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)\times[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 30.87/ 210.00 + 39.39/ 200.28(1.0- 30.87/ 6480.00)
= 0.15 + 0.20 = 0.34
따 라 서 . F = 0.345 < 1.0 O.K

(라) 약 축 방 향 검 토 (수 직 방 향 , Ry)
0. f(cay), f(bax), f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(bax) = (210 - 3.6 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 200.3 (N/㎟)
20 < L/R < 93 ;
f(Cay) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
= (210 - 1.3 (28.62- 20)) x 1.00 = 198.798 N/㎟
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (28.617 x 28.617) = 2198.006 N/㎟
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cay)} + \frac{f(b)}{f(bax)\times[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 30.87/ 198.80 + 39.39/ 200.28(1.0- 30.87/ 2198.01)
= 0.16 + 0.20 = 0.35
따 라 서 . F = 0.355 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 105.407 x 1.800 x (6.00/ 10.00) = 113.840 (KN)
Aw = T1 x (H - T2 x 2) x 0.01
= 90.0 x 2220.0 x 0.01 = 1998.000 (㎟)
전 단 강 도 = Max. S / Aw = 113.840 x 1000 /1998.000 = 56.977 (N/㎟)

따 라 서 . 56.977 N/㎟ < 120.000 N/㎟ O.K.

2) 각 단 띠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	작용하중 (KN/m)	단 면 력 M(KN-m)	N(KN)	전단강도 S(KN)	(N/㎟)	휨안전율 강축	약축
1	-1.00	H-250X250X9X14@1	105.41	34.15	284.60	113.84	56.98	0.34	0.35

THE END

3. 탑리제3교

중앙선 도담~영천 철도건설(안동~영천간) 제5공구 노반 재설계

3.1 라멘공

3.2 옹벽공

3.3 가시설공

3. 탑리제3교

3.1 라멘공

목 차

1 . 설계조건
2 . 단면가정
3 . 슬래브설계
4 . 상시설계
5 . 내진설계
6 . 부재력집계
7 . 단면검토
8 . 우각부 및 배력철근 검토
9 . 직접기초 안정검토 및 기초 설계
10 . 활하중에 의한 처짐 검토
11 . 합성거더(외측) 단면검토
12 . 합성거더(내측) 단면검토
13 . 날개벽 설계
14 . 주철근 조립도

1 . 설계조건

1 .1 일반사항

- 교량 형식 : 합성형 RAHMEN교
- 경 간 장 : 20.000 m
- 폭 원 : 10.900 m
- 선로 개수 : 2 ea (복선)
- 평면 조건 : 사각 = 75 ° , 평면곡선 = ∞ m
- 철도 하중 : KRL-2012 표준열차하중
- 기초 형식 : 직접기초 , 직접기초 [철도교설계기준(노반편), P8-7]

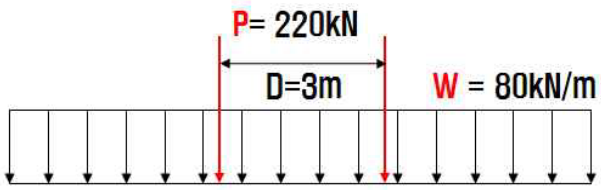
1 .2 하중조건

1) 고정하중 [철도교설계기준(노반편), P8-17]

- 강재 : 77.000 kN/㎥
- 철근콘크리트 : 24.500 kN/㎥
- 무근콘크리트 : 24.500 kN/㎥
- 도상자갈 : 19.000 kN/㎥ (보선작업과정 고려하여 30 % 할증)
- PC침목 : 24.500 kN/㎥
- 궤도(유도상) : 3.000 kN/m
- 방수및방진재 : 11.000 kN/㎥

2) 활하중

- KRL-2012 표준열차하중도(여객 및 화물 혼용선)



3) 교대 배면의 상재하중(지표면 재하하중) [철도교설계기준(노반편), P8-21]

- 고정하중에 대한 하중(ql1) : 15.000 kN/m²
- 지표면 재하하중(ql2) : 35.000 kN/m²

4) 충격하중

- KRL-2012 표준열차하중 [철도교설계기준(노반편), P8-34]

궤도 충격하중	조건
i = 1.44 / (√Le-0.2) - 0.18	0 < i < 0.67

- 군집하중 : 등분포 군집하중은 충격을 고려하지 않음.

5) 탈선하중 [철도교설계기준(노반편), P8-49~50]

- 다음과 같은 탈선상태의 하중이 고려되어야한다
  탈선상황 : 탈선된 열차가 교량 상 궤도구조 안에 존재할때

6) 군집하중 [철도교설계기준(철도교편)] p37

- 바닥판 설계 : 5.000 kN/m² ☜ 콘크리트 슬래브(캔틸레버), 교측보도(도상궤도의 교량거더)
- 주 형 설계 : 3.500 kN/m² ☜ BEAM

7) 시동 및 제동하중

[철도교설계기준(노반편), P8-40]

- 시동 및 제동하중은 레일의 윗면에 레일방향인 교량 종방향 하중으로 작용해야 한다
- KRL-2012하중은 1.8m의 높이에서 교축방향으로 수평으로 작용한다

8) 장대레일 종하중

[철도교설계기준(노반편), P8-45]

- 교량상의 궤도에 장대레일 을 적용하는 경우 궤도에 있어서 궤도와 슬래브 각각에서의 신축이음 적용여부에 따라 종방향 응력결과가 다르다

1 .3 내진해석

- 내진등급 : Ⅰ 등급교 (위험도계수 = 1.4)

내진등급	Ⅰ	Ⅱ
재현주기(년)	1000	500
위험도계수 Ⅰ	1.4	1.0

- 내진구역 : Ⅰ 구역 (지진구역계수 = 0.11)

지진구역	행정구역		구역계수(Z)
Ⅰ	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산과역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도북동부	
Ⅱ	도	강원도북부, 전라남도남서부, 제주도	0.07

- 지반종류 : Ⅱ 지반 (지반계수 = 1.2)

지반 분류	지반 계수	지반종류의 호칭	지표면아래 30m 토층에 대한 평균지반특성		
			전단파속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch)	비배수 전단강도 Su(Kpa)
Ⅰ	1.0	경암지반 보통암지반	760이상	-	-
Ⅱ	1.2	매우 조밀한 토사 지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Ⅲ	1.5	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Ⅳ	2.0	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Ⅴ		부지고유의 특성평가가 요구되는 지반			

- 가속도계수 : A = 지진구역계수 x 위험도계수 = 0.154
- 응답수정계수 : 상부 슬래브 및 벽식교각 R = 1.0
  기둥 또는 교각과 기초 R = 1.0
- 해석방법 : 단일모드 스펙트럼 해석법 (SINGLE-MODE SPECTRUM ANALYSIS)

1 .4 사용재료 및 물리상수

1) 강재

- 종류 : SM 520
- 항복강도 : fsy = 355 MPa
- 탄성계수 : Es = 205,000 MPa
- 단위중량 : γs = 77.00 kN/m³

2) 거더 하부플랜지 콘크리트

- 설계기준강도 : fck = 45 MPa
- 탄성계수 : Ec = $0.077 \times mc^{1.5} \times (fcu)^{\wedge}1/3$ = 31,080 MPa (fcu = fck + 4 MPa, mc 2,300 kg/m^3)
- 단위중량 : γc = 24.50 kN/m³

3) 구체 및 바닥판 콘크리트

- 설계기준강도 : fck_1 = 30 MPa
- 탄성계수 : Ec_1 = $0.077 \times mc^{1.5} \times (fcu)^{\wedge}1/3$ = 27,515 MPa (fcu = fck + 4 MPa, mc 2,300 kg/m^3)

  전단탄성계수 : G = Ec_1 / 2.36 = 11,659 MPa

  ν = 0.18 로 가정 (Poisson's ratio , 콘크리트)

4) 보강철근

- 종류 : SD 40
- 항복강도 : fry = 400 MPa
- 탄성계수 : Er = 200,000 MPa

5) 토질정수

- 내부마찰각 : φ = 35 °
- 단위중량 : γso = 20.00 kN/m³
- 토압계수

  상시 : 정지토압계수

  지진시 : Mononobe – Okabe 계수
- 지반의 토질상수

  지반의 N치 : N = 40 (풍화암)

  변형계수 : Eo = 2,400 MPa

  전단탄성계수 : G = Eo / {2·(1 + ν)} = 889 MPa

  여기서, ν = 0.35 (Poisson's ratio , 모래 및 자갈)

6) 기타 물리상수

슬래브와 하부플랜지 콘크리트의 탄성계수비 : ncc = Ec / Ec_1 = 1.130

슬래브와 강재의 탄성계수비 : nsc = Es / Ec_1 – 1 = 6.450

1 .5 설계방법

- 프리스트레스트 합성거더 : 허용응력설계법
- 슬래브 상단, 교대벽체부, 교각기둥부 : 강도설계법

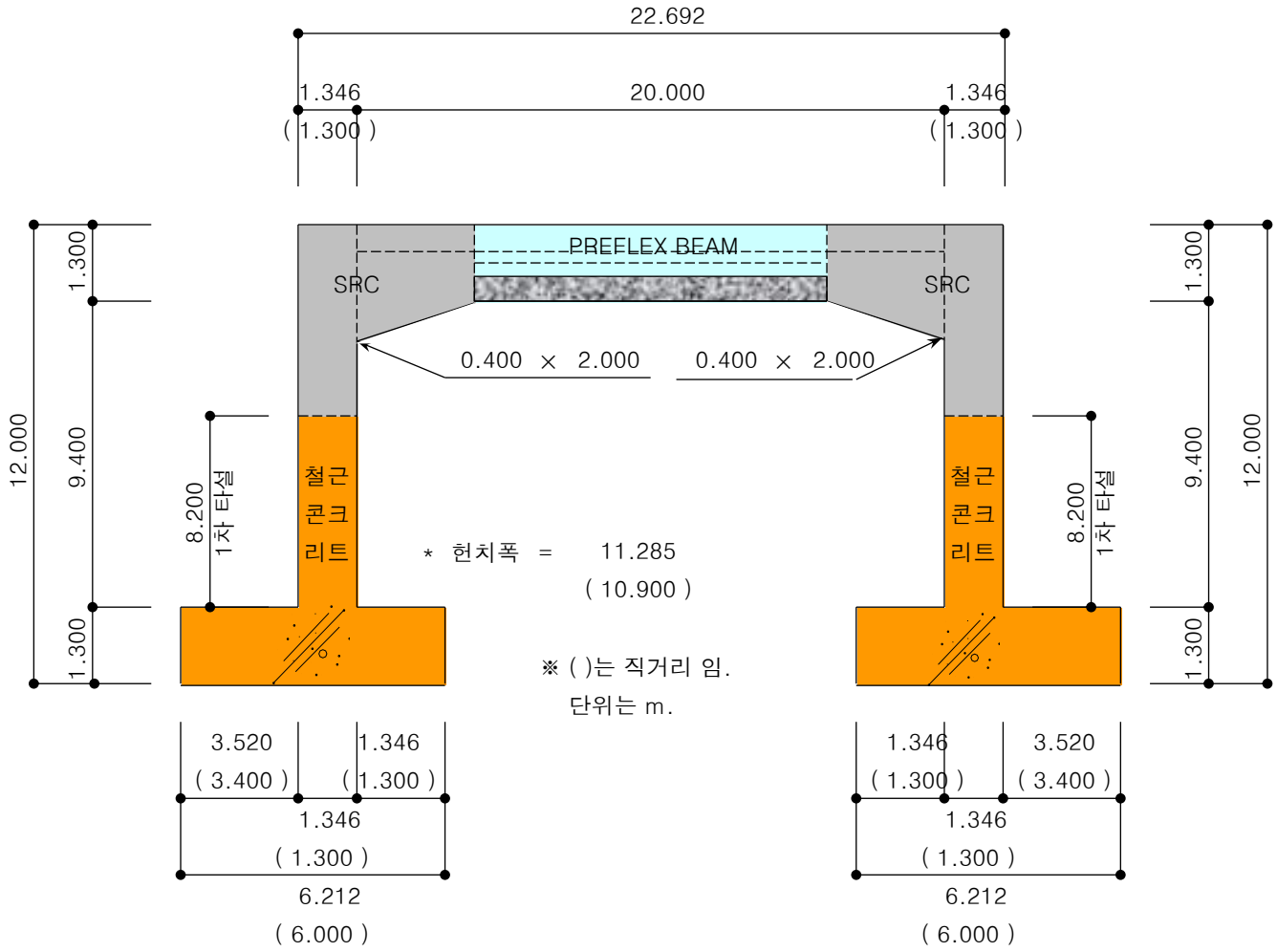
1 .6 참고문헌

1) 철도설계기준(노반편) - 국토해양부 (2011년)
2) 철도설계편람(토목편)(Ⅳ)콘크리트교량 - 한국철도시설공단 (2004년)
3) 도로교설계기준 - 한국도로교통협회 (2010년)
4) 콘크리트구조설계기준 - 건설교통부 (2007년)
5) 도로설계요령 제3권 교량편 - 한국도로공사 (2001년)
6) 고속도로 교량의 내진설계편람 - 한국도로공사 (2000년)
7) PREFLEX 합성형 표준시방서 및 동해설(안)
8) PREFLEX 합성형 설계제작 및 시공지도서

2 . 표준단면도

2 .1 표준 종단면도

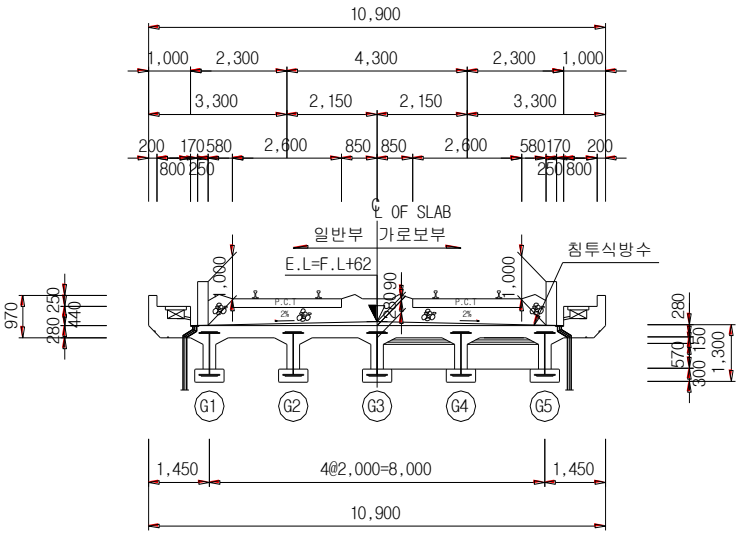
(시점 SKEW = 75 °)
(종점 SKEW = 75 °)



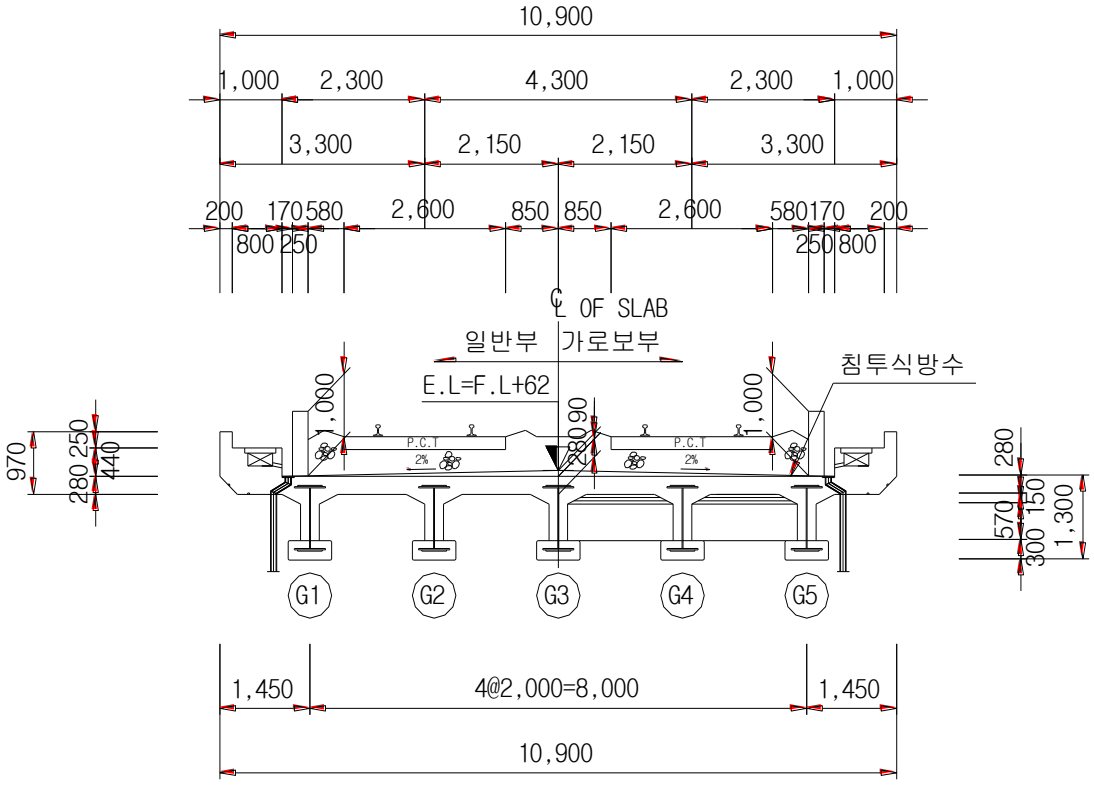
* 시점 벽체길이 = 11.285 (10.900)
* 시점 벽체부 기초길이 = 11.285 (10.900)

* 종점 벽체길이 = 11.285 (10.900)
* 종점 벽체부 기초길이 = 11.285 (10.900)

2 .2 표준 횡단면도



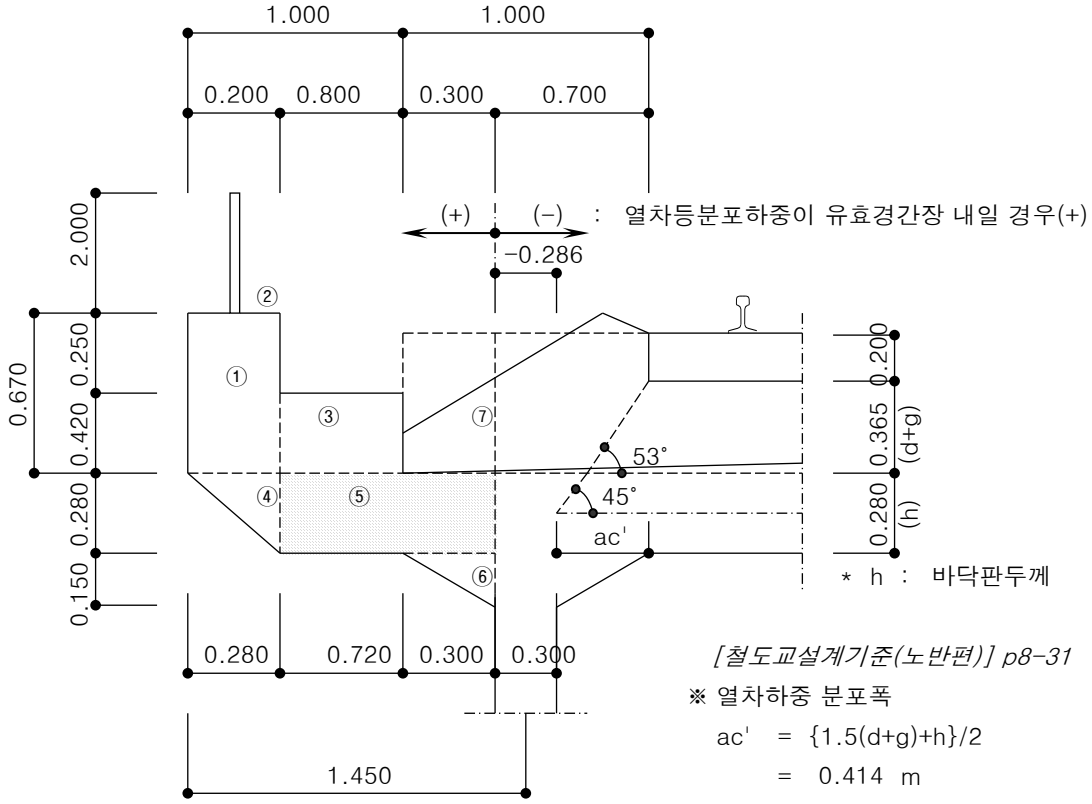
3 . 바닥판 설계


10,900
1,000
2,300
4,300
2,300
1,000
3,300
2,150
2,150
3,300
200
170
580
2,600
850
850
2,600
580
170
200
800
250
250
800
℄ OF SLAB
일반부
가로보부
침투식방수
E.L=F.L+62
1,080
1,000
90
P.C.T
2%
970
280
250
440
280
570
150
300
1,300
G1
G2
G3
G4
G5
1,450
4@2,000=8,000
1,450
10,900

3 .1 캔틸레버부

1) 설계단면

- 고정하중에 대한 캔틸레버 수평길이 = 1.450 - (0.300 × 1/2) = 1.300 m
- SKEW 90 ° 를 고려한 캔틸레버 길이 = 1.300 m : 고정하중에 대한 유효경간장



[철도교설계기준(노반편)] p8-31

※ 열차하중 분포폭

ac' = {1.5(d+g)+h}/2

= 0.414 m

2) 바닥판의 유효지간장 산정

[철도교설계기준(노반편)] p10-181

단순판 및 연속판에 작용하는 열차하중 및 고정하중에 대한 지간은 순지간으로 한다.

3) 바닥판의 최소두께

[철도교설계기준(노반편)] p10-184

열차등분포하중이 유효경간장내에 작용하지 못하므로 열차하중을 고려하지 않는다.

지 간 : L = 0.000 m : 열차활하중에 대한 지간

최소두께 : T_{min} = 140 mm : 보도부분 바닥판의 최소두께

사용두께 : T_{use} = 280 + 300 / 3 : 슬래브두께+헌치폭/3

= 380 mm > T_{min} = 140 mm ☞ O.K

4) 하중계산

가) 고정하중

구분	단면	중량 kN/m	거리 m	모멘트 kN·m/m
① 연석	0.200 × 0.670 × 24.500 =	3.2830	1.2000	3.9396
② 방음벽관련	2.328 + 2.000 + 1.000 (Cable) =	5.3280	1.2000	6.3936
③ 공동구	0.800 × 0.420 × 24.500 =	8.2320	0.7000	5.7624
④ 바닥판	1/2 × 0.280 × 0.280 × 24.500 =	0.9604	1.1133	1.0692
⑤ 바닥판	1.020 × 0.280 × 24.500 =	6.9972	0.5100	3.5686
⑥ 헌치	1/2 × 0.300 × 0.150 × 24.500 =	0.5513	0.1000	0.0551
⑦ 도상자갈	0.300 × 0.565 × 19.000 × 1.300 =	4.1867	0.1500	0.6280
⑧ 탈선방호벽	0.250 × 1.000 × 24.500 =	6.1250	0.0050	0.0306
⑨ 전철주기초	20.000 =	20.0000	1.3000	26.0000
	합계 =	29.5385		47.4472

- 방호벽의 무게중심 산정 (방호벽 무게중심에서 캔틸레버 끝단까지의 거리)

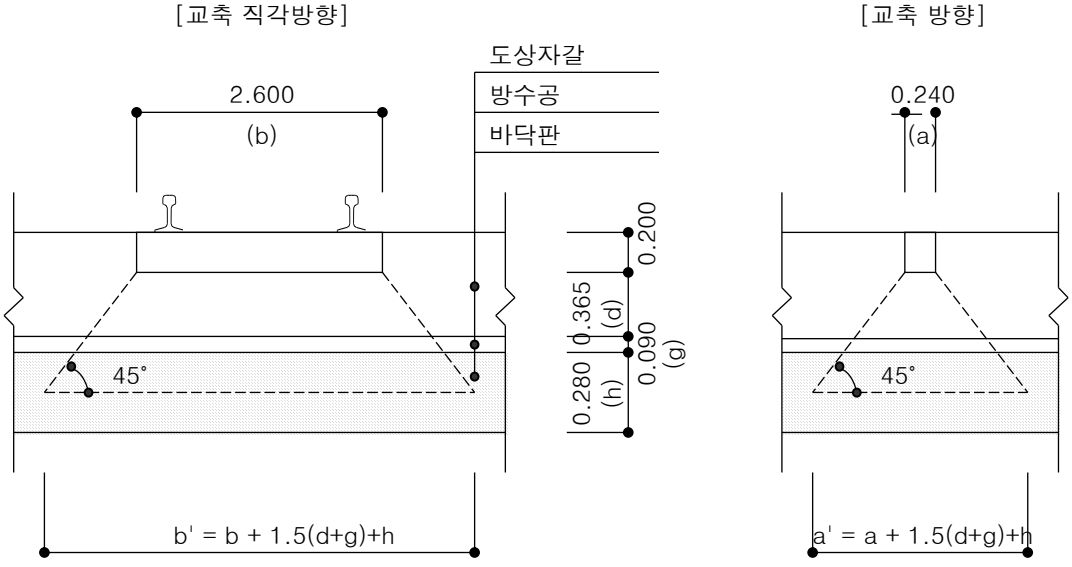
  x = 유효경간 − 방호벽의 모멘트 합계 / 방호벽의 중량합계

  = 1.300 − 3.9396 / 3.2830 = 0.1000 m ≒ 0.100 m

나) 활하중

① 열차활하중 *[철도교설계기준(노반편)] p8-31*

- 열차하중 분포폭



b' = b + 1.5(d+g)+h = 2.600 + 1.5 (0.365 + 0.000) + 0.280 = 3.428 m

a' = a + 1.5(d+g)+h = 0.240 + 1.5 (0.365 + 0.000) + 0.280 = 1.068 m

- 작용 단면력

i = 1.44/(√Lc-0.2)-0.18 = 0.67 ≥ 0.670
∴ 0.670 적용
WL_1 = (220 + 0.240 × 80) / (3.428 × 1.068) = 65.376 kN/m²
ML_1 = 65.376 × 0.000 ² × 1/2 = 0.000 kN·m/m
MLl_1 = 0.000 × (1 + 0.670) = 0.000 kN·m/m

② 군집하중 *[철도교설계기준(노반편)] p8-46*

WL_2 = 5.000 kN/m²
ML_2 = (5.000 × 0.800) × 0.700 = 2.800 kN·m/m

③ 활하중 소계

ML = MLl_1 + ML_2 = 0.000 + 2.800 = 2.800 kN·m/m

다) 탈선하중

– 탈선하중은 방호벽때문에 영향을 고려치 않음.

라) 풍하중 *[철도교설계기준(노반편)] p8-42*

① 활하중 재하시
Ww = 1.500 kN/m²
Mw = 1.500 × (2.000 + 0.250) × [(2.000 + 0.250) / 2
+ 0.420 + 0.280 / 2]
= 5.687 kN·m/m

② 활하중 비재하시
Ww = 3.000 kN/m²
Mw = 3.000 × (2.000 + 0.250) × [(2.000 + 0.250) / 2
+ 0.420 + 0.280 / 2]
= 11.374 kN·m/m

마) 원심하중 *[철도교설계기준(노반편)] p8-38*

- 곡률이 없으므로 원심하중에 대한 영향을 고려치 않음

바) 모멘트 요약정리

고정하중	= 47.447 kN·m/m	풍하중	= 5.687 kN·m/m(활하중 재하시)
활하중	= 2.800 kN·m/m	풍하중	= 11.374 kN·m/m(활하중 비재하시)
탈선하중	= 0.000 kN·m/m	원심하중	= 0.000 kN·m/m

사) 하중조합

[철도교설계기준(노반편)] p8-57

① 사용하중 : 사용성 검토시

하중경우	고 정 하 중	활 하 중	탈 선 하 중	풍 하 중 (활하중 재하시)	풍 하 중 (활하중 비재하시)	원 심 하 중	비 고
Case 1	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	
Case 2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	
Case 3	1.00	1.00	0.00	0.50	0.00	1.00	
Case 4	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	
Case 5	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	

② 계수하중 : 단면 검토시

하중경우	고 정 하 중	활 하 중	탈 선 하 중	풍 하 중 (활하중 재하시)	풍 하 중 (활하중 비재하시)	원 심 하 중	비 고
Case 1	1.35	1.85	0.00	0.00	0.00	1.35	
Case 2	1.60	1.60	0.00	0.00	0.00	1.60	
Case 3	1.35	1.40	0.00	0.675	0.00	1.35	
Case 4	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	
Case 5	1.35	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	
Case 6	1.20	0.00	1.20	0.00	1.20	0.00	

③ 하중조합 결과

구 분	사 용 하 중	계 수 하 중	비 고
	M (kN·m)	M (kN·m)	
Case 1	50.247	69.234	
Case 2	50.247	80.395	
Case 3	53.091	71.812	
Case 4	47.447	79.408	
Case 5	47.447	64.054	
Case 6	0.000	70.585	

④ 적용하중

구 분	사 용 하 중	계 수 하 중	비 고
	M (kN·m)	M (kN·m)	
최대치	53.091	80.395	

5) 단면설계

가) 보강철근량 산정

① 검토 조건

Mu	80.395	kN-m			
fck	30	MPa	fy	400	MPa
H	380	mm	B	1000	mm
D	320	mm	dc	60	mm

β1 = 0.836 Φf = 0.90 Φv = 0.85

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

단 위	직 경	간 격	단 수	철근면적	적 합 유 무	비 고
mm	H16	300	1	662.00	O.K	
mm	H16	300	2	662.00		
TOTAL				1324.00 mm^2		

a = (As x fy)/ (0.85 x fck x b) = 20.769 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H - a/β1-dc_min) / (a/β1)

εt = 0.03564 > 0.004 (휨부재 최소허용변형률) ∴ **O.K. 휨부재임**

인장지배구간 ===> Φf = 0.90 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x (d - a/2)

= 0.90 x 1324 x 400 x (320 - 20.769 / 2) / 1000000

= 147.580 kN -m > Mu = 80.395 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = 0.0148 As

As = Mu / (Φ x fy x (d-a/2), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 709.52 mm^2

∴ a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = (709.52 x 400) / (0.9 x 30 x 1000)

= 10.511 mm

ρuse = As / (B x D) = 0.004

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy = 0.004

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.004 x 1000 x 320 = 1120.00 mm^2

As2 = 4/3 x 709.52 = 946.03 mm^2

Asreq = 946.03 mm^2

∴ ρuse > ρmin CASE이므로 O.K

[배력철근의 계산] *[철도교설계기준(노반편)] p10-190*

(As)req_d = (As) / 6 = 221 mm^2

수축 · 온도철근량 *[철도교설계기준(노반편)] p10-34*

= 0.002·b·h = 760 mm^2

(As)use : H 13 @ 150 = 844.667 mm^2 > 760.000 mm^2 ☞ O.K

[전단에 대한 검토] *[철도교설계기준(노반편)] p10-181*

『10.10.4항』 에 규정하는 보위의 바닥판의 최소두께를 만족하고, 『10.10.5』 (1)항의 규정에 따른 설계휨모멘트에 의하여 바닥판을 설계할 때에는 전단력에 대한 검토를 생략할 수 있다.

나) 사용성 검토

① 균열 검토

Mo = 53.091 kN -m

n = Es / Ec = 200000 / 28555 = 7

ρ = As / (bd) = 0.00414

k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.214

j = 0.929

x = k x d = 68.48 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 53.0906 x 1000000 / (1000 x 68.48 x (320 - 68.48 / 3))

= 5.218 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 53.0906 x 1000000 / (1324.00 x (320 - 68.48 / 3))

= 134.934 MPa

fst = fs (h - dcmin - x)/(d-x)

= 134.934 x (380 - 60 - 68.48) / (320 - 68.48)

= 134.934 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst) = 453.62 mm

여기서 Cc = 60 - 8 = 52 mm

최외단철근 평균배근간격 = 150 mm < 453.62 mm ∴ O.K

② 처짐검토

[철도교설계기준(노반편)] p8-68

최소두께(h_{min}) = 1.0 × (L + 3)/30 ▷ 연속지간인 경우

= 1.0 × (1.300 + 3) / 30

= 0.143 m < T_{use} = 0.280 m ∴ **처짐검토 생략**

③ 피로에 대한 안전성 검토 *[철도교설계기준(노반편)] p8-66*

fs = $M(\ell+i) / (\rho \cdot b \cdot j \cdot d^2)$

= 2.800 × 1000000 / (0.00414 × 1,000 × 0.929 × 320 ²)

= 7.11 MPa

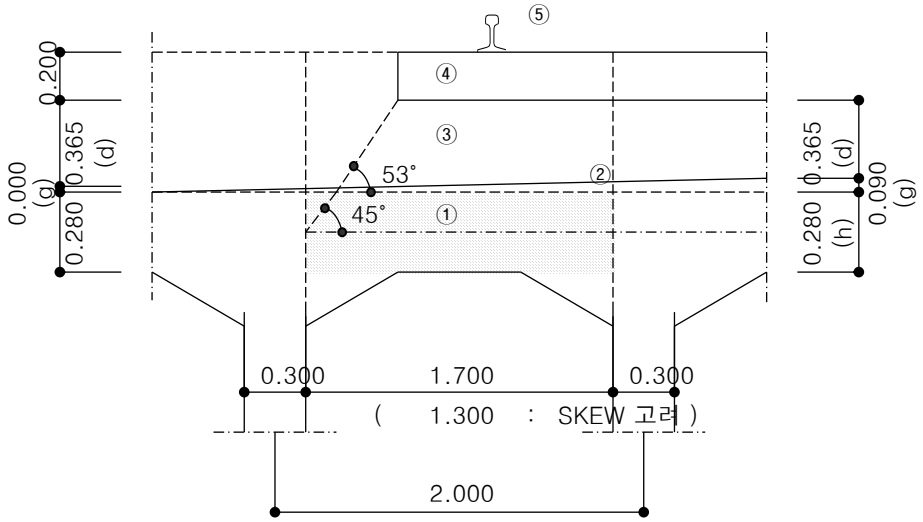
fa = 165 - 0.33 fmin = 122.86 MPa

응력범위 fs = 7.11 MPa < fa = 122.86 MPa ∴ **피로검토 생략**

3 .2 중앙부

1) 설계단면

- 고정하중에 대한 캔틸레버 수평길이 = 2.000 - (0.300) = 1.700 m
- SKEW 90 ° 를 고려한 캔틸레버 길이 = 1.700 m : 고정하중에 대한 유효경간장



※ 평균값 : d = (0.365 + 0.365) × 1/2 = 0.365 m
g = (0.000 + 0.090) × 1/2 = 0.045 m

2) 바닥판의 유효지간장 산정

[철도교설계기준(노반편)] p10-181

단순판 및 연속판에 작용하는 열차하중 및 고정하중에 대한 지간은 순지간으로 한다.

3) 바닥판의 최소두께

[철도교설계기준(노반편)] p10-183

지 간 : L = 1.700 m : 열차활하중에 대한 지간
최소두께 : T_{min} = 30·L + 110 = 161 mm < 200 mm : 큰값 적용
사용두께 : T_{use} = 280 mm > T_{min} = 200 mm ☞ O.K!

4) 하중계산

가) 고정하중

구분	단면	중량 kN/m
① 바닥판	0.280 × 24.500 =	6.860
② 구배콘크리트	0.090 × 1/2 × 24.500 =	1.103
③ 도상자갈	0.565 × 19.000 × 1.300 =	13.956
④ 궤도	3.000 / 3.428 =	0.875
∑Wd	합계 =	22.793

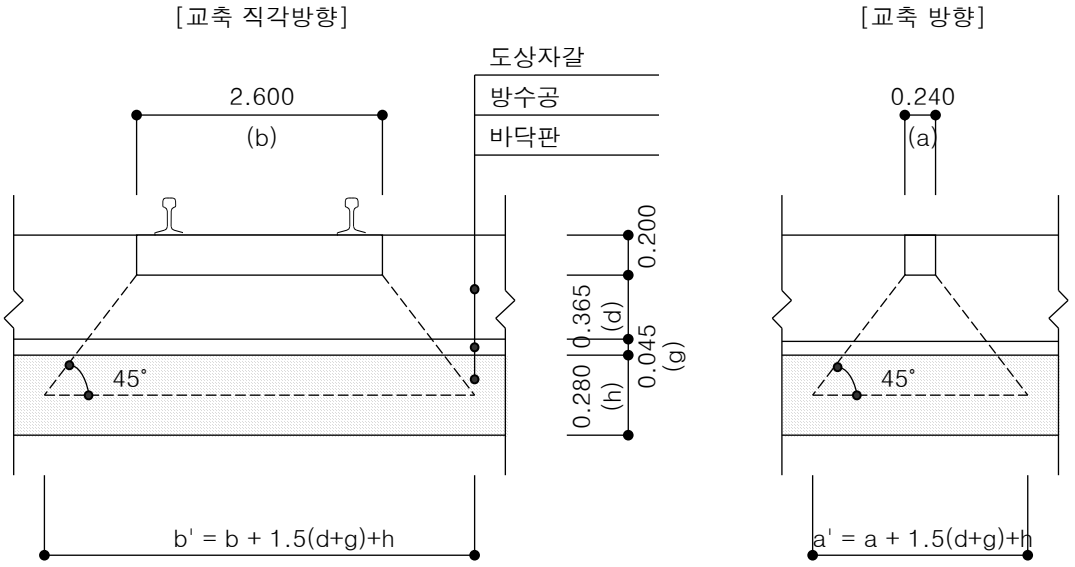
- 고정하중에 의한 모멘트

  Md = $(\sum Wd \times \ell^2) / 10$ = 6.587 kN·m/m

나) 활하중

① 열차활하중 *[철도교설계기준(노반편)] p8-31*

- 열차하중 분포폭



b' = b + 1.5(d+g)+h = 2.600 + 1.5 (0.365 + 0.000) + 0.280 = 3.428 m

a' = a + 1.5(d+g)+h = 0.240 + 1.5 (0.365 + 0.000) + 0.280 = 1.068 m

- 작용 단면력 *[철도교설계기준(노반편)] p8-34*

i = 1.44/(√Lc−0.2)−0.18 = 1.125 ≥ 0.670

∴ 0.670 적용

WL_1 = (220 + 0.240 × 80) / (3.428 × 1.068) = 65.38 kN/m²

ML_1 = 65.376 × 1.700 ² / 10 = 18.894 kN·m/m

MLI_1 = 18.894 × (1 + 0.670) = 31.552 kN·m/m

② 군집하중 *[철도교설계기준(노반편)] p8-46*

WL_2 = 0.000 kN/m²

ML_2 = 0.000 × 1.700 ² / 10 = 0.000 kN·m/m

③ 활하중 소계

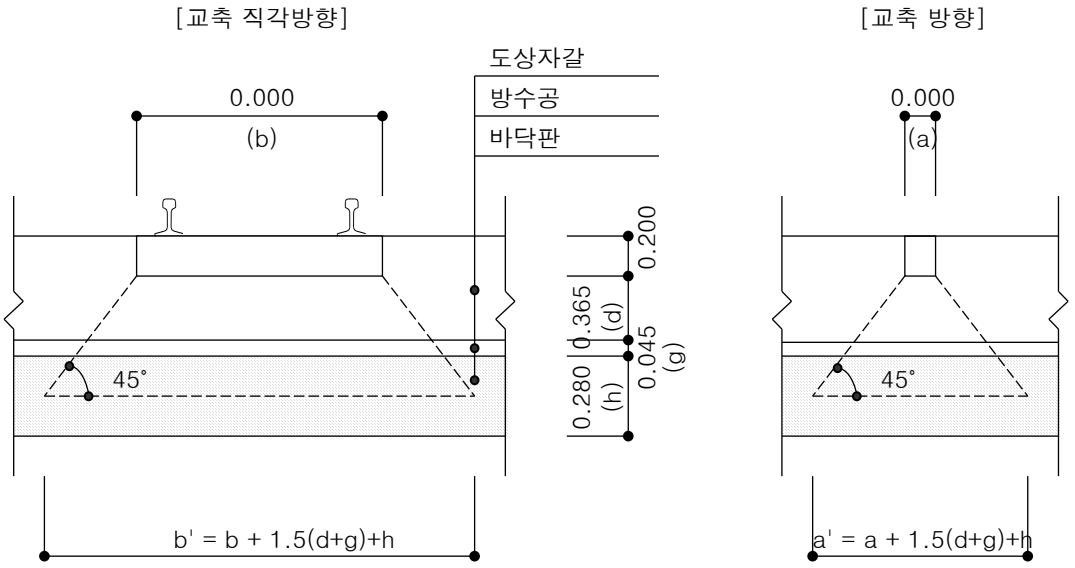
ML = MLI_1 + ML_2 = 31.552 + 0.000 = 31.552 kN·m/m

다) 원심하중 *[철도교설계기준(노반편)] p8-38*

- 곡률이 없으므로 원심하중에 대한 영향을 고려치 않음

라) 탈선하중

1) 탈선하중 분포폭



b' = b + 1.5(d+g)+h = 0.000 + 1.5 (0.565 + 0.000) + 0.280 = 1.128 m

a' = a + 1.5(d+g)+h = 0.000 + 1.5 (0.565 + 0.000) + 0.280 = 1.128 m

2) 탈선활하중

① 동륜 하중의 경우

P = 0.7 × 220.0 KN / (1.128 x 1.128) = 121.1 KN/m^2

② 객차 하중의 경우

P = 0.7 × 80.0 KN / (1.000 x 1.128) = 49.7 KN/m^2

③ 탈선하중에 의한 단면력

동륜하중,객차하중 모두에 대하여 설계

$w = 170.8\ KN/m^2$

$$Mdr = \frac{WL \times L^2}{10} = 49.363\ kN \cdot m/m$$

마) 모멘트 요약정리

고정하중	= 6.587 kN·m/m	원심하중	= 0.000 kN·m/m
활하중	= 31.552 kN·m/m	탈선하중	= 49.363 kN·m/m

바) 하중조합

[철도교설계기준(노반편)] p8-57

① 사용하중 : 사용성 검토시

하중경우	고 정 하 중	활 하 중	원 심 하 중	비 고
Case 1	1.00	1.00	1.00	
Case 2	1.00	1.00	0.00	
Case 3	1.00	0.00	0.00	

② 계수하중 : 단면 검토시

하중경우	고 정 하 중	활 하 중	원 심 하 중	탈 선 하 중	비 고
Case 1	1.35	1.85	1.35	0.00	
Case 2	1.60	1.60	1.60	0.00	
Case 3	1.35	0.00	0.00	1.35	

③ 하중조합 결과

구 분	사 용 하 중	계 수 하 중	비 고
	M (kN·m)	M (kN·m)	
Case 1	38.140	67.265	
Case 2	38.140	61.023	
Case 3	6.587	75.533	

④ 적용하중

구 분	사 용 하 중	계 수 하 중	비 고
	M (kN·m)	M (kN·m)	
최대치	38.140	75.533	

5) 단면설계

가) 보강철근량 산정

① 검토 조건

Mu	75.533	kN-m			
fck	30	MPa	fy	400	MPa
H	280	mm	B	1000	mm
D	220	mm	dc	60	mm

β1 = 0.836 Φf = 0.90 Φv = 0.85

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

단 위	직 경	간 격	단 수	철근면적	적 합 유 무	비 고
mm	H16	300	1	662.00	O.K	
mm	H16	300	2	662.00		
TOTAL				1324.00 mm^2		

a = (As x fy)/ (0.85 x fck x b) = 20.769 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H - a/β1-dc_min) / (a/β1)

εt = 0.02357 > 0.004 (휨부재 최소허용변형률) ∴ **O.K. 휨부재임**

인장지배구간 ===> Φf = 0.90 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x (d - a/2)

= 0.90 x 1324 x 400 x (220 - 20.769 / 2) / 1000000

= 99.910 kN -m > Mu = 75.533 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = 0.0148 As

As = Mu / (Φ x fy x (d-a/2), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 986.43 mm^2

∴ a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = (986.43 x 400) / (0.9 x 30 x 1000)

= 14.614 mm

ρuse = As / (B x D) = 0.006

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy = 0.004

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.004 x 1000 x 220 = 770.00 mm^2

As2 = 4/3 x 986.43 = 1315.24 mm^2

Asreq = 986.43 mm^2

∴ ρuse > ρmin CASE이므로 O.K

[배력철근의 계산] *[철도교설계기준(노반편)] p10-190*

(As)req_d = (As) / 6 = 221 mm^2

수축 · 온도철근량 *[철도교설계기준(노반편)] p10-34*

= 0.002·b·h = 560 mm^2

(As)use : H 13 @ 150 = 844.667 mm^2 > 560.000 mm^2 ☞ O.K

[전단에 대한 검토] *[철도교설계기준(노반편)] p10-181*

『10.10.4항』 에 규정하는 보위의 바닥판의 최소두께를 만족하고, 『10.10.5』(1)항의 규정에 따른 설계휨모멘트에 의하여 바닥판을 설계할 때에는 전단력에 대한 검토를 생략할 수 있다.

나) 사용성 검토

① 균열 검토

Mo = 38.140 kN -m

n = Es / Ec = 200000 / 28555 = 7

ρ = As / (bd) = 0.00602

k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.251

j = 0.916

x = k x d = 55.22 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 38.13967 x 1000000 / (1000 x 55.22 x (220 - 55.22 / 3))

= 6.852 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 38.13967 x 1000000 / (1324.00 x (220 - 55.22 / 3))

= 142.894 MPa

fst = fs (h - dcmin - x)/(d-x)

= 142.894 x (280 - 60 - 55.22) / (220 - 55.22)

= 142.894 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst) = 421.11 mm

여기서 Cc = 60 - 8 = 52 mm

최외단철근 평균배근간격 = 150 mm < 421.11 mm ∴ O.K

② 처짐검토

[철도교설계기준(노반편)] p8-68

최소두께(h_{min}) = 1.0 × (L + 3)/30 ▷ 연속지간인 경우

= 1.0 × (1.700 + 3) / 30

= 0.157 m < T_{use} = 0.280 m ∴ **처짐검토 생략**

③ 피로에 대한 안전성 검토

[도로교설계기준] p304

fs = $M(\ell+i) / (\rho \cdot b \cdot j \cdot d^2)$

= 31.552 × 1000000 / (0.00602 × 1,000 × 0.916 × 220 ²)

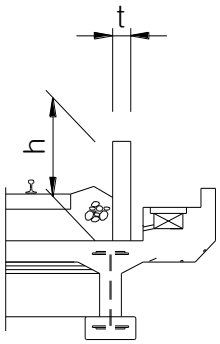
= 118.22 MPa

fa = 165 - 0.33 fmin = 156.86 MPa

응력범위 fs = 118.22 MPa < fa = 150.00 MPa ∴ **피로검토 생략**

3.3 탈선방호벽 설계

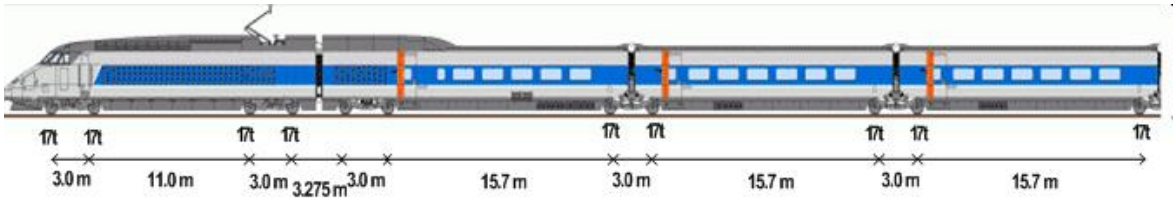
-단면치수

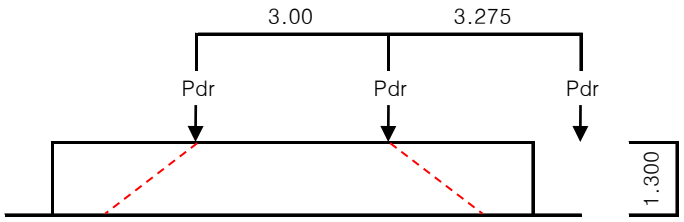


h: 1.300 m
t: 0.250 m

- 설계하중에 의한 단면력 [철도설계기준(2011) p8-52]

1. 탈선하중 재하폭 산정 (※ 탈선방호벽설계시 적용하중은 철도설계기준(2013)에 언급없음)





P_{dr} = 150.0 × 2 ea / 5.60
= 53.6 kN/m

2. 전단력 산정

Sr = 53.6 kN

3. 휨모멘트 산정

Mr = 53.6 × 1.300 = 69.6 kN·m

- 탈선하중은 일시적인 하중으로 할증하지 아니하였음

4. 철근량 산정

1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	69.64	kN-m				
b	=	1,000.00	mm	h	=	250.00	mm
d'	=	50.00	mm	d	=	200.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

2) 휨검토

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 80{,}000.00\ A_s + 77{,}380{,}952.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 1,005.15 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(2013) p10-59]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 1{,}005.15 = 1{,}340.20\ mm^2$

$A_{s,\min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00 = 684.65\ mm^2$

$A_{s,\min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00 = 700.00\ mm^2$

인장(상면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}324.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77$ mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}324.00 \times 400.00 \times (200.00 - \frac{20.77}{2})$

= 90,378,093.60 N-mm

= **90.38** kN-m > M_u = 69.64 kN-m (사용률: 1.298)

O.K.!!

- 철근비검토

균형철근비(p_b) = $0.85\ \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + fy}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.662 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 2.321 %

O.K.!!

3) 전단검토

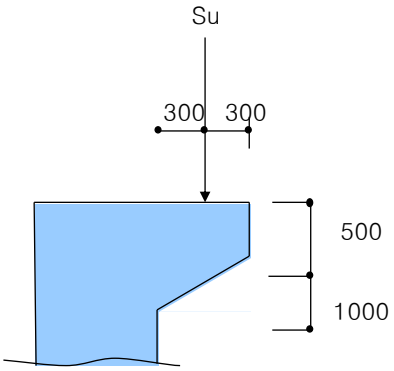
$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times = 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 1000.0 \times 200.00 / 1000 = 155.19$ kN

ΦVc = 155.19 > Vu = 53.571 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

3.4 진동방지턱 설계

1) 검토 단면

- 콘크리트 fck = 30 MPa
- 철근 fy = 400 MPa
- 마찰계수 μ = 1.4 λ = 1.4



$\frac{a}{d} = \frac{300}{1400} = 0.214 < 1$

∴ BRACKET은 전단력의 작용 방향으로 균열발생

피 복 : 100 mm

d = 1400 mm

2) 상부 하중

- 고정하중

구분	단면	중량 kN/m
① 구배콘크리트	0.042 × 1/2 × 23.500 =	0.494
② 방수및방진재	0.020 × 11.000 =	0.220
③ 도상자갈	0.478 × 19.000 =	9.082
④ 궤도	3.000 / 3.130 =	0.958
∑Wd	합계 =	10.754

sd = 10.754 × 0.600 = 6.452 kN

- 활하중(KRL-2012 표준열차하중)

W= 80 KN/m

sl = 80.000 × 0.600 = 48.000 kN

3) 진동방지턱 자중

(0.50 + 1.50) / 2 × 0.60 × 25.000 = 15.000 kN

4) 설계 하중

Su = 1.3 × (6.452 + 15.000) + 1.85 × 48.000 = 116.688 kN

Nuc = 0.2 x Su = 0.2 × 116.688 = 23.338 kN

5) 단면 설계

A. 전단 마찰 철근

$$Avf = Su / (\Phi \times \mu \times fy)$$
$$= 116.688 \times 10^{3} / (0.8 \times 1.4 \times 400)$$
$$= 260.464 \ mm^2$$

B. 수평 인장 철근

$$An = Nuc / (\Phi \times fy)$$
$$= 23.338 \times 10^{3} / (0.8 \times 400)$$
$$= 72.931 \ mm^2$$

C. 휨 철근

$$Af = Mu / \{ \Phi \times fy \times (d - a1 / 2) \}$$

여기서, $a1 = fy \times Af / (0.85 \times fck \times b)$
$= 400 \times Af / (0.85 \times 30 \times 1000) = 0.016 \ Af$

$Mu = Su \times a + Nuc \times (h - d)$
$= 116.688 \times 0.3 + 23.338 \times (1.50 - 1.4)$
$= 37.340 \ kN.m$

$$Af = 37.340 \times 10^{6} / (0.8 \times 400 \times (1400 - 0.016 \ Af / 2)$$
$$37.340 \times 10^{6} = 448000 \ Af - 2.56 \ Af^{2}$$
$$\therefore Af = 83.388 \ mm^2$$

D. 주인장 철근

$$As = 2/3 \times Avf + An$$
$$= 2/3 \times 260.464 + 72.931 = 246.574 \ mm^2$$

$$As = Af + An$$
$$= 83.388 + 72.931 = 156.319 \ mm^2$$

사용철근량 : H16 @ 125 As : 1588.8 mm^2 > 246.574 mm^2 ∴ O.K

4 . 상시설계

4 .1 단면 제원

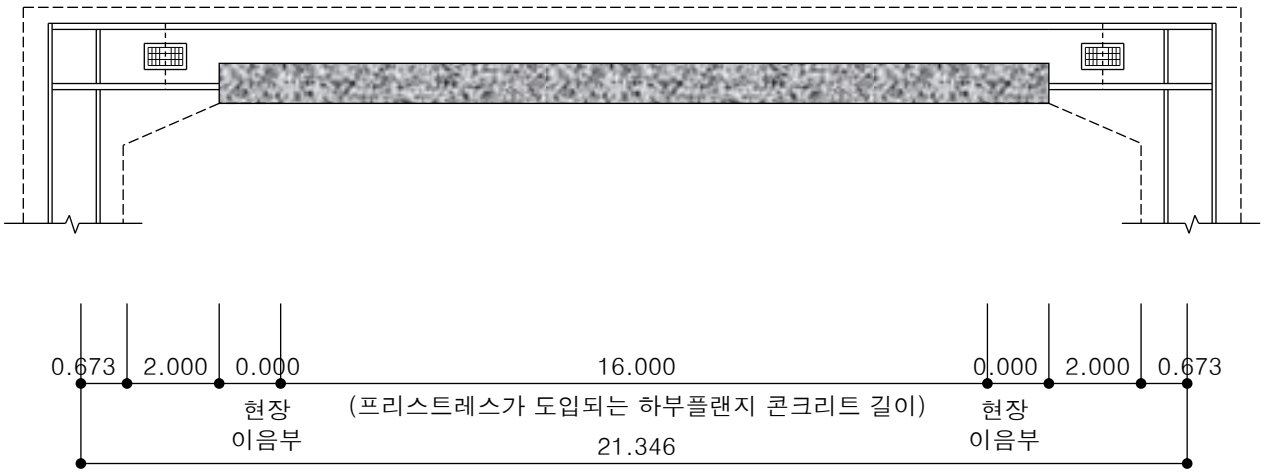
1) 실제 유효 바닥판 폭 제원

- 교폭구성(Bt) = 1.450 + 4 @ 2.000 + 1.450 = 10.900 m

2) 종단제원

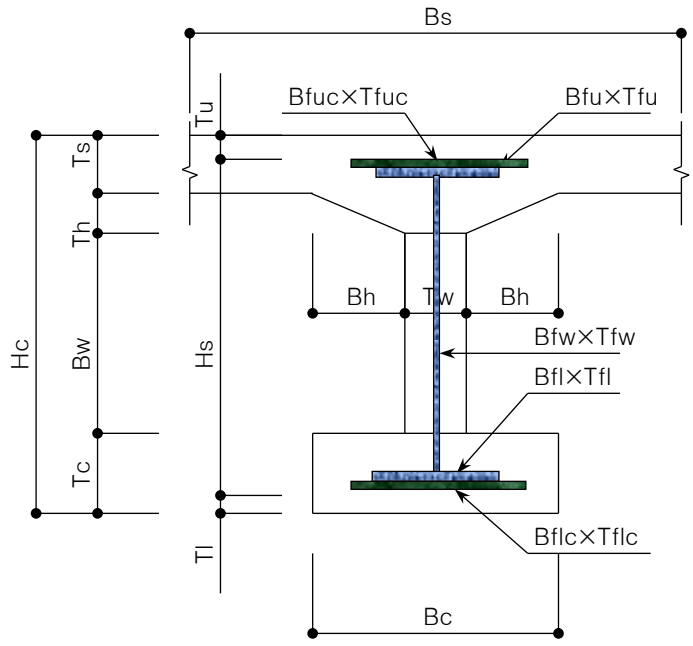
- 유효지간 = 21.346 m (Le)

[프리플렉스 합성형 종단제원]



3) 상부 단면 제원

[빔 중앙부 단면제원]



* As(강재 단면적) = 50,100 ㎟

● 콘크리트 단면치수

Hc	=	1,300	mm
Bs	:	제원 참조	
Ts	=	280	mm
Bc	=	700	mm
Tc	=	300	mm
Bh	=	300	mm
Th	=	150	mm
Bw	=	570	mm
Tw	=	300	mm

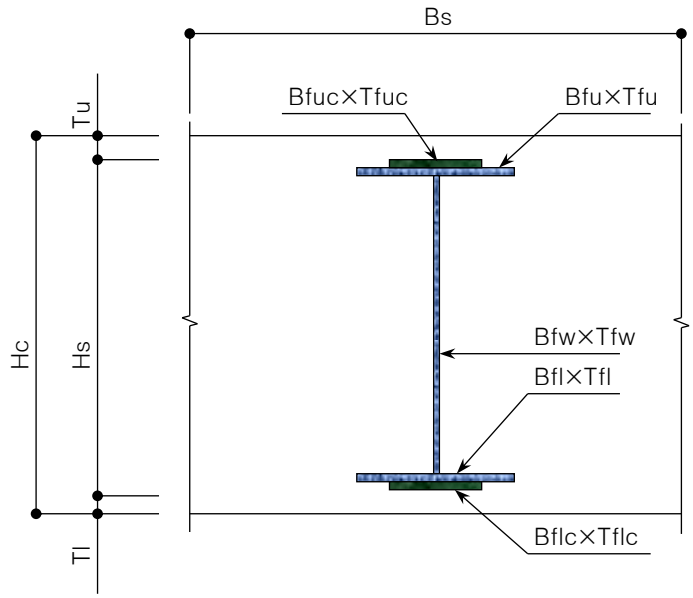
● 기타

Tu	=	140	mm
Tl	=	140	mm

● 강재 단면치수

Bfuc	=	400	mm
Tfuc	=	20	mm
Bfu	=	500	mm
Tfu	=	20	mm
Bfl	=	500	mm
Tfl	=	20	mm
Bflc	=	400	mm
Tflc	=	20	mm
Bfw	=	15	mm
Tfw	=	940	mm
Hs	=	1,020	mm

[단부 종방향 헌치 시점부 단면제원]



* As(강재 단면적) = 34,100 ㎟

● 콘크리트 단면치수

Hc	=	1,300	mm
Bs	:	제원 참조	

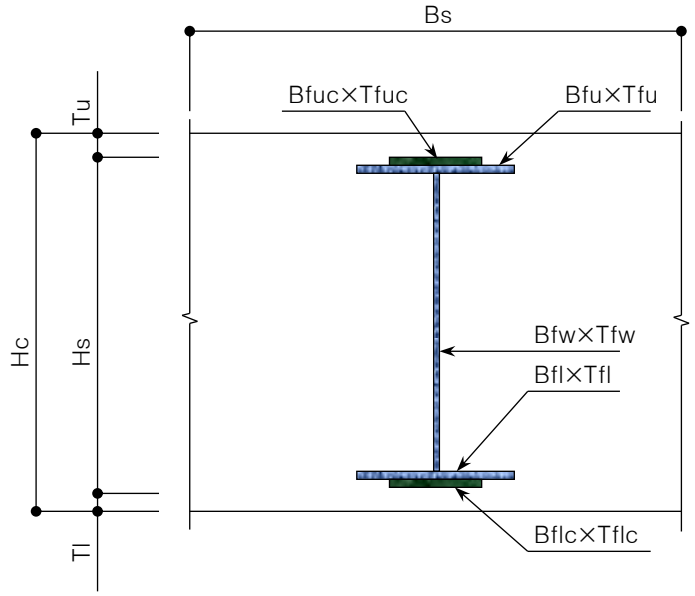
● 기타

Tu	=	160	mm
Tl	=	160	mm

● 강재 단면치수

Bfuc	=	0	mm
Tfuc	=	0	mm
Bfu	=	500	mm
Tfu	=	20	mm
Bfl	=	500	mm
Tfl	=	20	mm
Bflc	=	0	mm
Tflc	=	0	mm
Bfw	=	15	mm
Tfw	=	940	mm
Hs	=	1,020	mm

[단부 종방향 헌치 종점부 단면제원]



* As(강재 단면적) = 34,100 ㎟

● 콘크리트 단면치수

Hc = 1,700 ㎜

Bs : 제원 참조

● 기타

Tu = 160 ㎜

Tl = 560 ㎜

● 강재 단면치수

Bfuc = 0 ㎜

Tfuc = 0 ㎜

Bfu = 500 ㎜

Tfu = 20 ㎜

Bfl = 500 ㎜

Tfl = 20 ㎜

Bflc = 0 ㎜

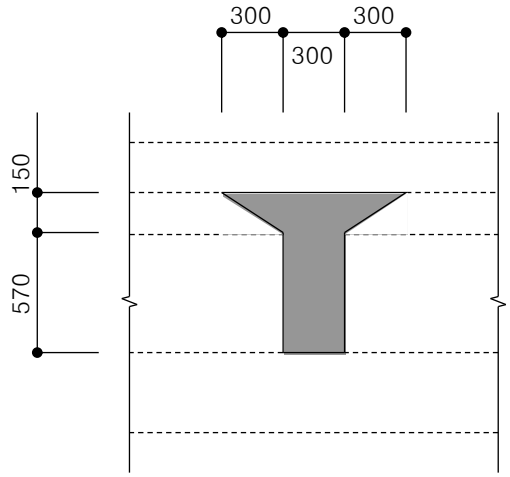
Tflc = 0 ㎜

Bfw = 15 ㎜

Tfw = 940 ㎜

Hs = 1,020 ㎜

[가로보 단면제원]

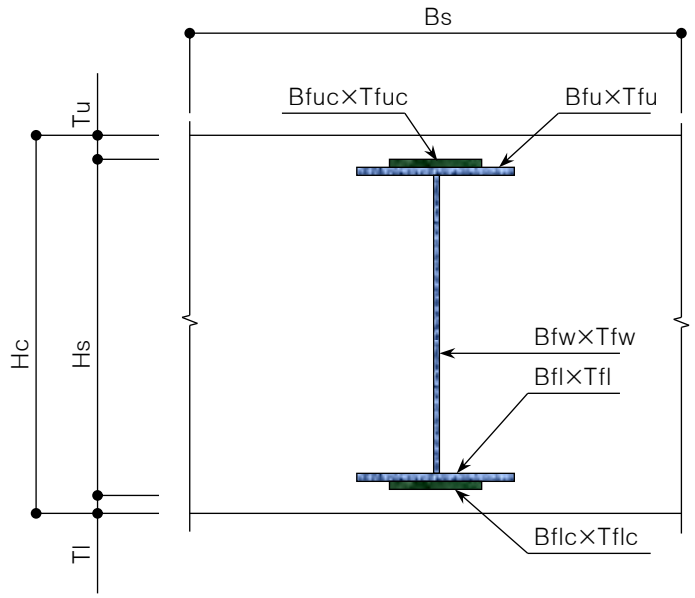


경간에 따른 가로보의 개수

: 1 EA

4) 하부 단면 제원

[S.R.C 벽체부 단면제원]



* As(강재 단면적) = 29,900 ㎟

● 콘크리트 단면치수

Hc	=	1,300	mm
Bs	:	제원 참조	

● 기타

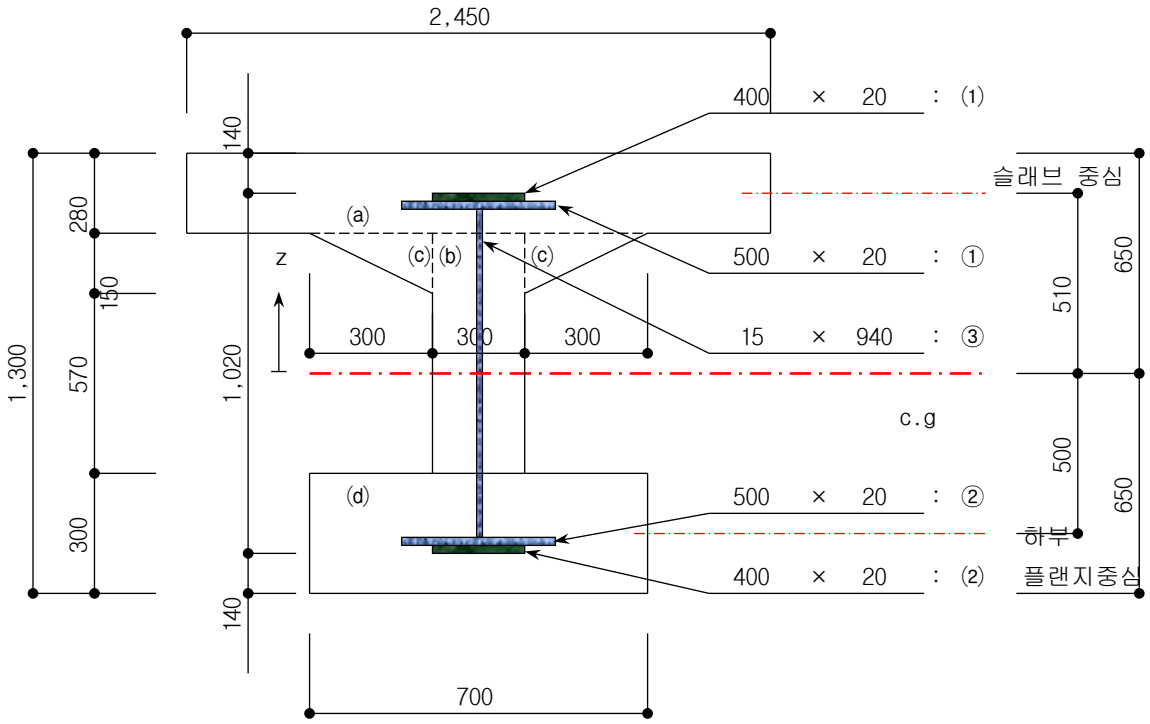
Tu	=	300	mm
Tl	=	300	mm

● 강재 단면치수

Bfuc	=	0	mm
Tfuc	=	0	mm
Bfu	=	500	mm
Tfu	=	20	mm
Bfl	=	500	mm
Tfl	=	20	mm
Bflc	=	0	mm
Tflc	=	0	mm
Bfw	=	15	mm
Tfw	=	660	mm
Hs	=	700	mm

5) 횡분배해석을 위한 거더별 단면특성치

A. 외측거더 (G1)



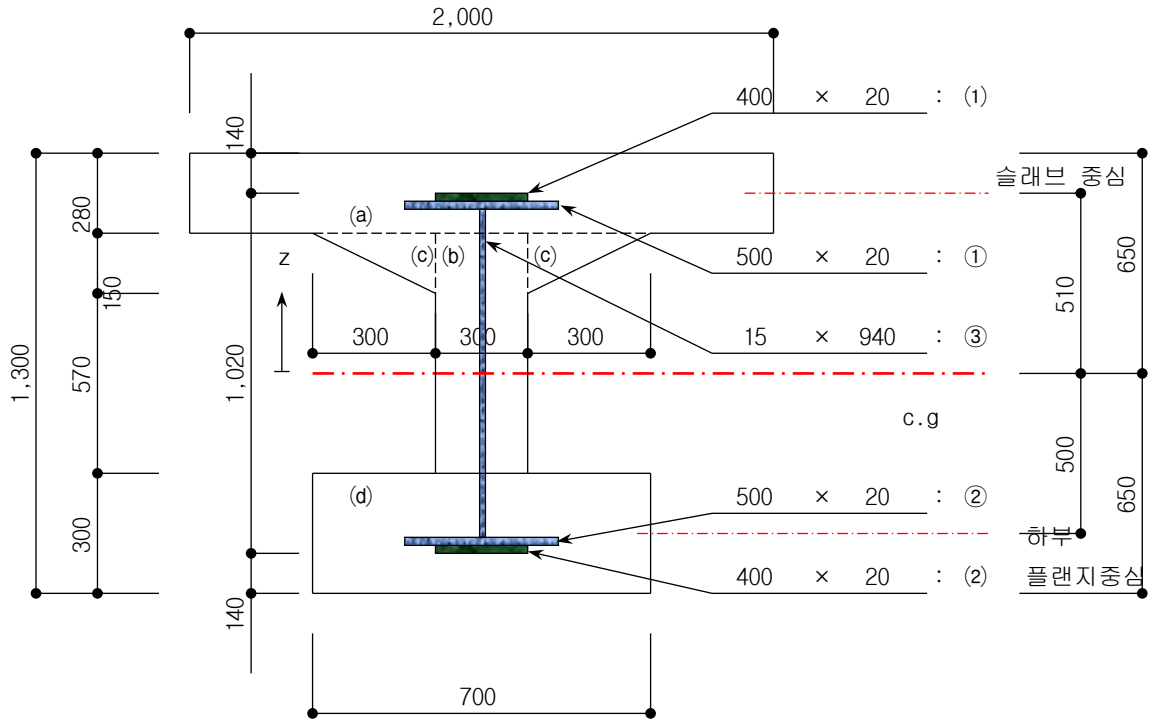
[단면2차모멘트]

구분	A(mm²)	Iyc(mm⁴)	z(mm)	Iy(mm⁴)	강성비(n)	n · A(mm²)	n · Iy(mm⁴)
(1)	8,000	266,667	500	2,000,266,667	6.450	51,603	12,902,479,600
①	10,000	333,333	480	2,304,333,333	6.450	64,504	14,863,825,069
③	14,100	1,038,230,000	0	1,038,230,000	6.450	90,950	6,696,977,767
②	10,000	333,333	-480	2,304,333,333	6.450	64,504	14,863,825,069
(2)	8,000	266,667	-500	2,000,266,667	6.450	51,603	12,902,479,600
(d)	210,000	1,575,000,000	-500	54,075,000,000	1.130	237,206	61,080,452,970
(c)	45,000	28,125,000	320	4,636,125,000	1.000	45,000	4,636,125,000
(b)	216,000	9,331,200,000	10	9,352,800,000	1.000	216,000	9,352,800,000
(a)	686,000	4,481,866,667	510	182,910,466,667	1.000	686,000	182,910,466,667
계						1,507,370	320,209,431,743

[비틀림상수]

구분	a(mm)	b(mm)	a/b	β	강성비(n)	β ab³ · n(mm⁴)	비고
(1)	400	20	20.000	0.323	6.450	6,663,606	
①	500	20	25.000	0.325	6.450	8,383,707	
③	15	940	0.016	0.000	6.450	25,694,878	
②	500	20	25.000	0.325	6.450	8,383,707	
(2)	400	20	20.000	0.323	6.450	6,663,606	
(d)	700	300	2.333	0.243	1.130	5,196,720,201	
(c)	300	150	2.000	0.229	1.000	231,549,572	
(b)	300	720	0.417	0.043	1.000	4,785,103,093	
(a)	2,450	280	8.750	0.309	1.000	16,636,292,967	
계						26,905,455,337	

B. 내측거더 (G2)



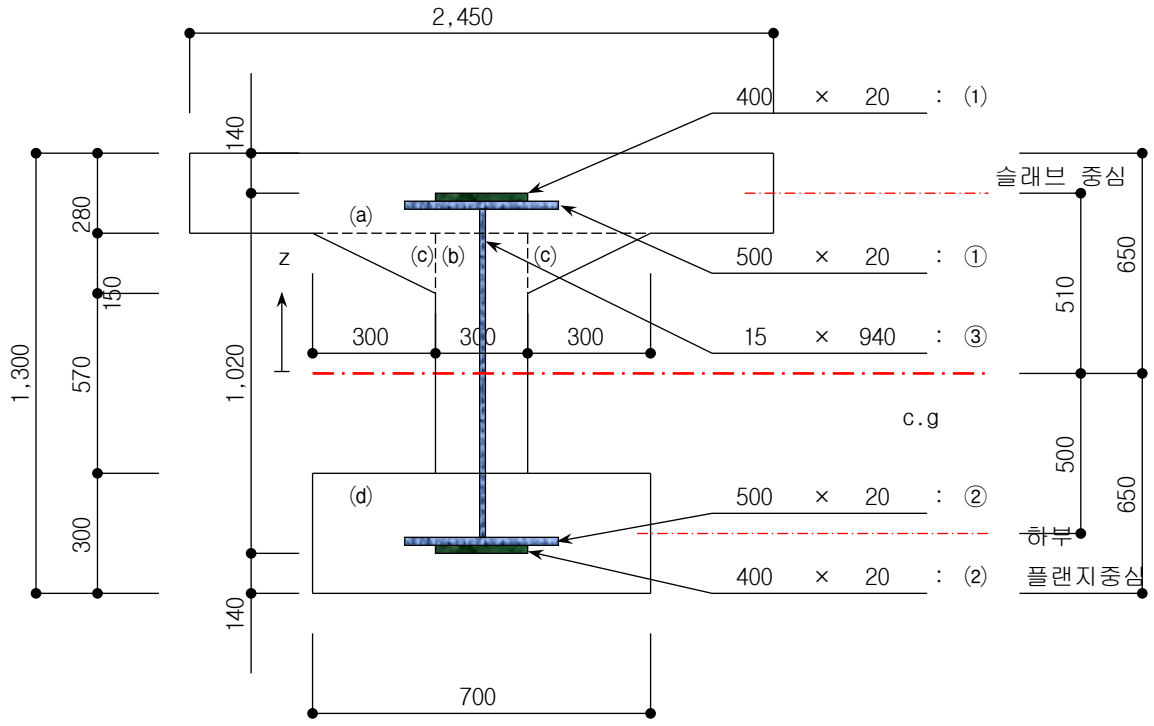
[단면2차모멘트]

구분	A(mm²)	Iyc(mm⁴)	z(mm)	Iy(mm⁴)	강성비(n)	n · A(mm²)	n · Iy(mm⁴)
(1)	8,000	266,667	500	2,000,266,667	6.450	51,603	12,902,479,600
①	10,000	333,333	480	2,304,333,333	6.450	64,504	14,863,825,069
③	14,100	1,038,230,000	0	1,038,230,000	6.450	90,950	6,696,977,767
②	10,000	333,333	-480	2,304,333,333	6.450	64,504	14,863,825,069
(2)	8,000	266,667	-500	2,000,266,667	6.450	51,603	12,902,479,600
(d)	210,000	1,575,000,000	-500	54,075,000,000	1.130	237,206	61,080,452,970
(c)	45,000	28,125,000	320	4,636,125,000	1.000	45,000	4,636,125,000
(b)	216,000	9,331,200,000	10	9,352,800,000	1.000	216,000	9,352,800,000
(a)	560,000	3,658,666,667	510	149,314,666,667	1.000	560,000	149,314,666,667
계						1,381,370	286,613,631,743

[비틀림상수]

구분	a(mm)	b(mm)	a/b	β	강성비(n)	β ab³ · n(mm⁴)	비고
(1)	400	20	20.000	0.323	6.450	6,663,606	
①	500	20	25.000	0.325	6.450	8,383,707	
③	15	940	0.016	0.000	6.450	25,694,878	
②	500	20	25.000	0.325	6.450	8,383,707	
(2)	400	20	20.000	0.323	6.450	6,663,606	
(d)	700	300	2.333	0.243	1.130	5,196,720,201	
(c)	300	150	2.000	0.229	1.000	231,549,572	
(b)	300	720	0.417	0.043	1.000	4,785,103,093	
(a)	2,000	280	7.143	0.304	1.000	13,343,492,967	
계						23,612,655,337	

C. 외측거더 (G5)



[단면2차모멘트]

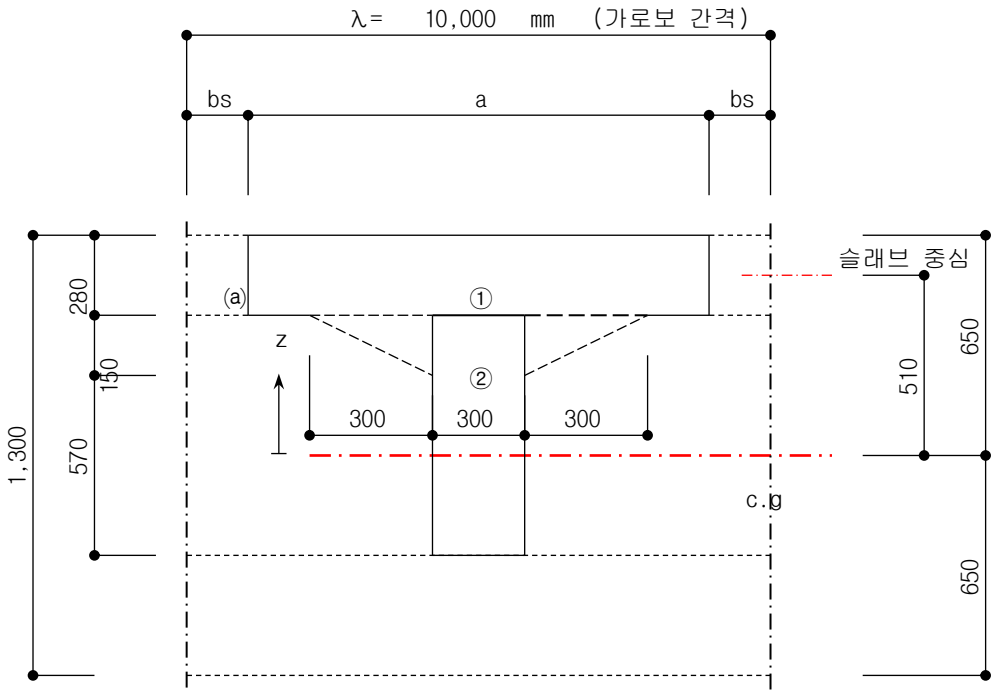
구분	A(mm²)	Iyc(mm⁴)	z(mm)	Iy(mm⁴)	강성비(n)	n · A(mm²)	n · Iy(mm⁴)
(1)	8,000	266,667	500	2,000,266,667	6.450	51,603	12,902,479,600
①	10,000	333,333	480	2,304,333,333	6.450	64,504	14,863,825,069
③	14,100	1,038,230,000	0	1,038,230,000	6.450	90,950	6,696,977,767
②	10,000	333,333	-480	2,304,333,333	6.450	64,504	14,863,825,069
(2)	8,000	266,667	-500	2,000,266,667	6.450	51,603	12,902,479,600
(d)	210,000	1,575,000,000	-500	54,075,000,000	1.130	237,206	61,080,452,970
(c)	45,000	28,125,000	320	4,636,125,000	1.000	45,000	4,636,125,000
(b)	216,000	9,331,200,000	10	9,352,800,000	1.000	216,000	9,352,800,000
(a)	686,000	4,481,866,667	510	182,910,466,667	1.000	686,000	182,910,466,667
계						1,507,370	320,209,431,743

[비틀림상수]

구분	a(mm)	b(mm)	a/b	β	강성비(n)	β ab³ · n(mm⁴)	비고
(1)	400	20	20.000	0.323	6.450	6,663,606	
①	500	20	25.000	0.325	6.450	8,383,707	
③	15	940	0.016	0.000	6.450	25,694,878	
②	500	20	25.000	0.325	6.450	8,383,707	
(2)	400	20	20.000	0.323	6.450	6,663,606	
(d)	700	300	2.333	0.243	1.130	5,196,720,201	
(c)	300	150	2.000	0.229	1.000	231,549,572	
(b)	300	720	0.417	0.043	1.000	4,785,103,093	
(a)	2,450	280	8.750	0.309	1.000	16,636,292,967	
계						26,905,455,337	

D. 가로보

[도로교횡분배실용계산법] p81



가로보 유효폭 (a) = 2,000 mm : (횡보가 합성되어 있을때 주형간격 a를 취함)
기타 슬래브 폭(2bs) = 10,000 - 2,000 = 8,000 mm

구분	A(mm²)	Iyc(mm⁴)	z(mm)	Iy(mm⁴)	강성비(n)	n · A(mm²)	n · Iy(mm⁴)
①	560,000	3,658,666,667	510	149,314,666,667	1.000	560,000	149,314,666,667
②	216,000	9,331,200,000	10	9,352,800,000	1.000	216,000	9,352,800,000
계						776,000	158,667,466,667

* Iyc : 각 단면의 도심에 대한 단면2차 모멘트
* Iy = Iyc + A*z2
* z : 각 단면의 도심에서 모델링 중심선까지의 거리
* n · Iy : 모델링 중심선에 대한 각 단면의 단면2차 모멘트

E. 단면특성치 집계

구분	n · A(mm²)	n · Iy(mm⁴)
외측거더	1,507,370	320,209,431,743
내측거더	1,381,370	286,613,631,743
가 로 보	776,000	158,667,466,667

4 .2하중산정

4 .2.1 고정하중

1) 상측 주형부 고정하중

- 교폭 : Bt = 10.900 m
- 전체 유효지간 : Le = 21.346 m
- P.F 길이 : Lpf = 16.000 m
- 주형수 : Npf = 5 EA
- 가로보 횡방향 총길이 : Bc = 8.000 m
- 경간별 가로보 개수 : Ncr = 1 EA

A. 합성전 고정하중

- 프리플렉스 합성형

강형	: 0.0501 × 77.000	=	3.858	kN/m	
하부플랜지 Con'c	: 0.700 × 0.300 × 24.500	=	5.145	kN/m	
	Wpfb	=	9.003	kN/m	

- 프리플렉스 합성형 복부 및 헌치 Con'c

복부 Con'c	: 0.570 × 0.300 × 24.500	=	4.190	kN/m
헌치 Con'c	: 0.150 × 0.300 × 24.500	=	1.103	kN/m
	Wpfw	=	5.292	kN/m

- 가로보

복부 Con'c	: 0.300 × 0.720 × 24.500 × 8.000 (가로보 횡방향길이)	=	42.336	kN
헌치 Con'c	: 0.300 × 0.150 × 24.500 × 8.000	=	8.820	kN
	Wpfc	=	51.156	kN

- 슬래브(Wcs) : 0.280 × 24.500 = 6.860 kN/m²

* 프리플렉스 합성형 고정하중

Wpf_1 = Wpfb×Npf/Bt

= 9.003 × 5 / 10.900 = 4.130 kN/m²

* 상부 콘크리트 타설에 따른 고정하중

Wpf_2 = Wcs + (Wpfw×Npf + Wpfc×Ncr/Lpf)/Bt

= 6.860 + (5.292 × 5 + 51.156 × 1 / 21.346) / 10.900

= 9.507 kN/m²

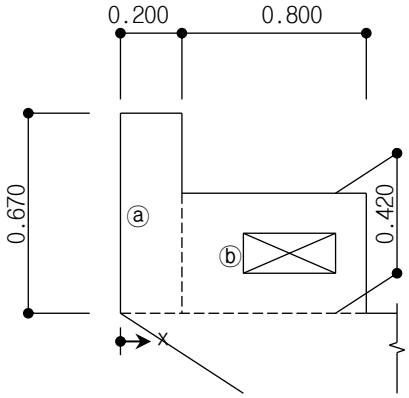
* 합성전 고정하중

Wpf = Wpf_1 + Wpf_2

= 4.130 + 9.507 = 13.637 kN/m²

B. 합성후 고정하중

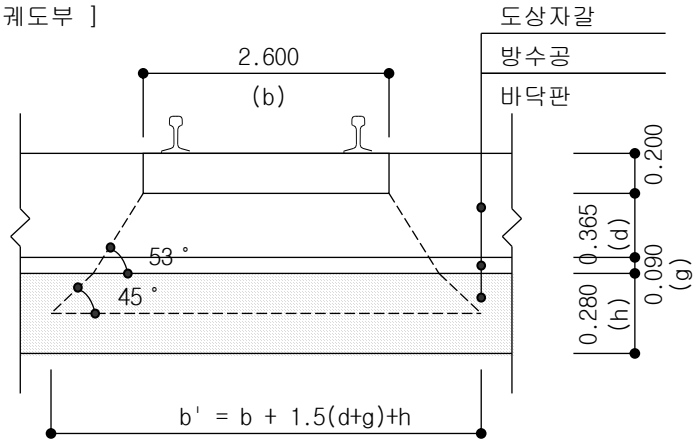
- 보도부



단면			단면적	단위중량	Wsp(kN/m)
ⓐ 0.200 × 0.670	=		0.1340	24.500	3.2830
ⓑ 0.800 × 0.420	=		0.3360	24.500	8.2320
소계			0.4700		11.5150

* xⓐ = 0.200 / 2 = 0.100 m
xⓑ = 0.200 + 0.800 / 2 = 0.600 m

[궤도부]



※ 열차하중의 분포폭(b')
b' = b + 1.5(d+g) + h
= 2.600 + 1.5 (0.365
+ 0.000) + 0.280
= 3.428 m (구배콘크리트제외)

· 보도부	:	Wsp_1			=	3.283 kN/m	(x = 0.100 m)
		Wsp_2			=	8.232 kN/m	(x = 0.600 m)
· 연석부	:	Wgf			=	0.000 kN/m	(x = 0.000 m)
· 탈선방호벽_조	:	Wgg	= 0.250 × 1.000 × 24.500		=	6.125 kN/m	(x = 1.295 m)
· 탈선방호벽_우	:	Wgg	= 0.250 × 1.300 × 24.500		=	7.963 kN/m	(x = 1.295 m)
· 방음벽관련	:	Whr	= 2.328 + 2.000 + 1.000	(Cable)	=	5.328 kN/m	(x = 0.100 m)
· 궤도	:	Wwt	= 3.000 / 하중분포폭 (b'= 3.428)		=	0.875 kN/m²	
· 도상자갈	:	Wwg	= 0.565 × 19.000 × 1.3		=	13.956 kN/m²	
· 방수,방진재	:	Wwm	= 0.020 × 11.000		=	0.220 kN/m²	
· 구배콘크리트	:	Wwr	= 0.090 / 2 × 24.500		=	1.103 kN/m²	

2) 단부 종방향 헌치 시점부

- 단부 종점부 헌치 시점부 고정하중

강형	:	0.0341 × 77.000 × 5 / 10.900	=	1.204	kN/m²
구체 콘크리트	:	1.300 × 24.500	=	31.850	kN/m²
		Wwhs	=	33.054	kN/m²

3) 단부 종방향 헌치 종점부

- 단부 종점부 헌치 종점부 고정하중

강형	:	0.0341 × 77.000 × 5 / 10.900	=	1.204	kN/m²
구체 콘크리트	:	1.700 × 24.500	=	41.650	kN/m²
		Wwhe	=	42.854	kN/m²

4) 벽체 상단부 : SRC

- 벽체 상단부 고정하중

강형	:	0.0299 × 77.000 × 5 / 10.900	=	1.056	kN/m²
벽체 콘크리트	:	1.300 × 24.500	=	31.850	kN/m²
		Wwu	=	32.906	kN/m²

5) 벽체 하단부 : 철근콘크리트

- 벽체 하단부(Wwl) = 1.300 × 24.500 = 31.850 kN/m²

4 .2.2 활하중

1) 열차활하중

· 종류 : KRL-2012 표준열차하중
· 설계유효지간장 : Le = 21.346 m
· 충격계수 : i = 1.44/(√Lc-0.2)-0.18 = 0.146 < 0.670
∴ 0.146 적용
· 설계유효폭 : b' = 3.428 m
· 열차활하중 : Wl = 열차축당하중 × (1 / 하중분포폭) × 충격계수

2) 보도활하중

· Wsw = 3.500 kN/m² (※보도등에 재하하는 등분포하중은 충격을 고려하지 않음)

4 .2.3 합성후 하중산정

※ 직교이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다.

1) 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

구 분	주거더(g)	바닥판(d)	단위
단면2차모멘트(I)	0.303412	0.021952	m^4
탄성계수 (E)	27,515	27,515	MPa
전단탄성계수 (G)	11,659	11,659	MPa
비틀림상수 (J)	0.025259	0.007317	m^3
요소 중심간격(V)	2.000	1.000	m

2) 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

A. 휨강성 영향계수(Θ)

교량폭의 1/2 (Bb) = 5.450 m

거더의 평균지간 (Le) = 21.346 m

거더의 수 (Ng) = 5 EA

주거더의 휨강성 (Cx) = 4174241.19 ☞(= Eg · Ig / Vg)

바닥판의 휨강성 (Cy) = 604017.534 ☞(= Ed · Id / Vd)

휨강성 영향계수 (Θ) = 0.414 ☞(= (Bb/Le) · $\sqrt[4]{(Cx/Cy)}$

B. 비틀림강성 영향계수(α)

주거더의 비틀림강성(Dx) = 147248.391 ☞(= Gg · Jg / Vg)

바닥판의 비틀림강성(Dy) = 85313.211 ☞(= Gd · Jd / Vd)

비틀림 영향계수 (α) = 0.073 ☞(= (Dx + Dy) / {2√(Cx · Cy)}

3) Y.Guyon & C.Massonnet Method

A. a=0일때의 영향선 종거(K0)

$K0 = 2 \cdot \lambda \cdot Bb \cdot [A]^T \cdot [B] \cdot [C]$

$$[A] = \begin{bmatrix} \cos(\lambda \cdot y) \cdot \cosh(\lambda \cdot y) \\ \cos(\lambda \cdot y) \cdot \sinh(\lambda \cdot y) \\ \sin(\lambda \cdot y) \cdot \cosh(\lambda \cdot y) \\ \sin(\lambda \cdot y) \cdot \sinh(\lambda \cdot y) \end{bmatrix} \quad [C] = \begin{bmatrix} \cos(\lambda \cdot e) \cdot \sinh(\lambda \cdot e) - \sin(\lambda \cdot e) \cdot \cosh(\lambda \cdot e) \\ \sin(\lambda \cdot e) \cdot \sinh(\lambda \cdot e) - \cos(\lambda \cdot e) \cdot \cosh(\lambda \cdot e) \\ \sin(\lambda \cdot e) \cdot \sinh(\lambda \cdot e) + \cos(\lambda \cdot e) \cdot \cosh(\lambda \cdot e) \\ -\cos(\lambda \cdot e) \cdot \sinh(\lambda \cdot e) - \sin(\lambda \cdot e) \cdot \cosh(\lambda \cdot e) \end{bmatrix}$$

$$[B] = \begin{bmatrix} \pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda \cdot B_b)}{Y_0} & \frac{\cos^2(\lambda \cdot B_b)}{Y_0} & 0 \\ \frac{-\sinh^2(\lambda \cdot B_b)}{X_0} & \pm\frac{1}{2} & 0 & \frac{-\cos^2(\lambda \cdot B_b)}{X_0} \\ \frac{-\sin^2(\lambda \cdot B_b)}{X_0} & 0 & \pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda \cdot B_b)}{X_0} \\ 0 & \frac{\sin^2(\lambda \cdot B_b)}{Y_0} & \frac{-\sinh^2(\lambda \cdot B_b)}{Y_0} & \pm\frac{1}{2} \end{bmatrix}$$

$\lambda = \pi \cdot \Theta / (\sqrt{(2)} \cdot B_b)$

B_b : 저항폭의 1/2(m)

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리(m)

e : 저항폭 중심에서 영향선값을 구하는 점까지의 거리(m)

$X_0 = 2 \cdot \{\sinh(\lambda \cdot B_b) \cdot \cosh(\lambda \cdot B_b) - \sin(\lambda \cdot B_b) \cdot \cos(\lambda \cdot B_b)\}$

$Y_0 = 2 \cdot \{\sinh(\lambda \cdot B_b) \cdot \cosh(\lambda \cdot B_b) + \sin(\lambda \cdot B_b) \cdot \cos(\lambda \cdot B_b)\}$

※ 매트릭스 [B]에서 ±의 부호는, y<e일 때 +를, y≥e일 때 -를 취한다.

B. a=1일때의 영향선 종거(K1)

$K1 = 1/2 \cdot \sigma \cdot Bb \cdot [D]^T \cdot [E] \cdot [F]$

$$[D] = \begin{bmatrix} \cosh(\sigma \cdot y) \\ \sinh(\sigma \cdot y) \\ (\sigma \cdot y)\cdot\cosh(\sigma \cdot y) \\ (\sigma \cdot y)\cdot\sinh(\sigma \cdot y) \end{bmatrix} \qquad [F] = \begin{bmatrix} \sinh(\sigma \cdot e) - (\sigma \cdot e)\cdot\cosh(\sigma \cdot e) \\ -\cosh(\sigma \cdot e) - (\sigma \cdot e)\cdot\sinh(\sigma \cdot e) \\ \cosh(\sigma \cdot e) \\ -\sinh(\sigma \cdot e) \end{bmatrix}$$

$$[E] = \begin{bmatrix} \pm 1 & \frac{2+3\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & 0 \\ \frac{2-3\cosh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1} & \pm 1 & 0 & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{Y_1} \\ \frac{-1}{Y_1} & 0 & \pm 1 & \frac{-2-3\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1} \\ 0 & \frac{-1}{X_1} & \frac{-2+3\cosh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \pm 1 \end{bmatrix}$$

$\sigma = \sqrt{(2)} \cdot \lambda$

$X_1 = (\sigma \cdot B_b) - 3 \cdot \sinh(\sigma \cdot B_b) \cdot (\sigma \cdot B_b)$

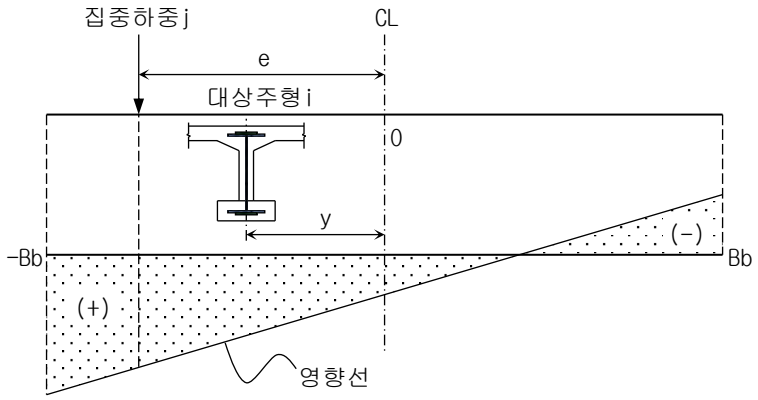
$Y_1 = (\sigma \cdot B_b) + 3 \cdot \sinh(\sigma \cdot B_b) \cdot (\sigma \cdot B_b)$

※ 매트릭스 [E]에서 ±의 부호는, y<e일 때 -를, y≥e일 때 +를 취한다.
y,e는 저항폭 중심에서 좌측에 있을 때는 -, 우측에 있을 때는 +의 값으로 한다.

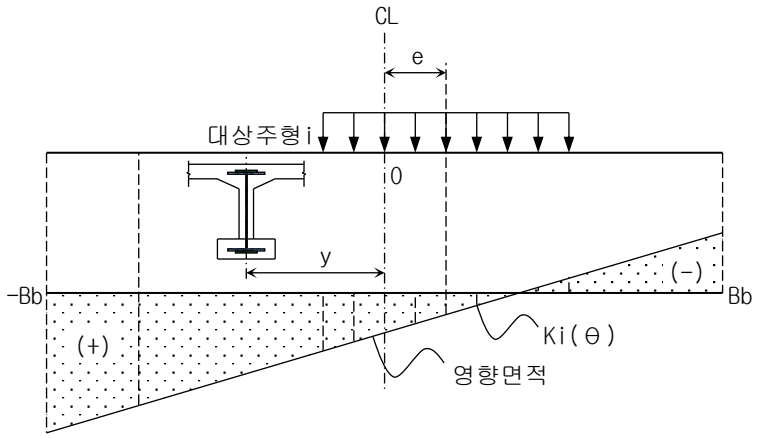
C. 임의의 a에 대한 영향선 종거(Ka)

$Ka = K0 + (K1-K0) \cdot \sqrt{(\alpha)}$

D. 하중분배계수



· 집중하중
Kai = Kaij/Ng



· 분포하중
Kai = ∫{Kai(θ)/Ng}·de

4) 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

재하위치 \ 거더위치(m)		G1 -4.000	G2 -2.000	G3 0.000	G4 2.000	G5 4.000					합계
-1.00×Bb	-5.450	0.581	0.354	0.171	0.016	-0.122	-	-	-	-	1.000
-0.75×Bb	-4.088	0.474	0.325	0.187	0.064	-0.050	-	-	-	-	1.000
-0.50×Bb	-2.998	0.393	0.300	0.199	0.101	0.008	-	-	-	-	1.000
-0.25×Bb	-1.363	0.274	0.254	0.214	0.159	0.099	-	-	-	-	1.000
0.00×Bb	0.000	0.183	0.207	0.220	0.207	0.183	-	-	-	-	1.000
0.25×Bb	1.363	0.099	0.159	0.214	0.254	0.274	-	-	-	-	1.000
0.50×Bb	2.998	0.008	0.101	0.199	0.300	0.393	-	-	-	-	1.000
0.75×Bb	4.088	-0.050	0.064	0.187	0.325	0.474	-	-	-	-	1.000
1.00×Bb	5.450	-0.122	0.016	0.171	0.354	0.581	-	-	-	-	1.000

5) 합성후 하중에 대한 하중분배계수

A. 합성후 고정하중에 대한 하중분배계수

재하위치 \ 거더위치(m)		G1 -4.000	G2 -2.000	G3 0.000	G4 2.000	G5 4.000					합계
보도연석1	-5.350	0.573	0.352	0.172	0.020	-0.116	-	-	-	-	1.000
보도연석2	5.350	-0.116	0.020	0.172	0.352	0.573	-	-	-	-	1.000
탈선방호벽1	-4.155	0.479	0.327	0.186	0.061	-0.053	-	-	-	-	1.000
탈선방호벽2	4.155	-0.053	0.061	0.186	0.327	0.479	-	-	-	-	1.000
방음벽관련	-5.350	0.573	0.352	0.172	0.020	-0.116	-	-	-	-	1.000
방음벽관련	5.350	-0.116	0.020	0.172	0.352	0.573	-	-	-	-	1.000
보도바닥1	-4.850	0.534	0.341	0.178	0.037	-0.090	-	-	-	-	1.000
보도바닥2	4.850	-0.090	0.037	0.178	0.341	0.534	-	-	-	-	1.000
궤도1	-2.150	0.886	0.725	0.533	0.329	0.128	-	-	-	-	2.601
궤도2	2.150	0.128	0.329	0.533	0.725	0.886	-	-	-	-	2.601
도상자갈	0.000	1.569	1.634	1.658	1.634	1.569	-	-	-	-	8.064
방수방진재	0.000	1.749	1.796	1.814	1.796	1.749	-	-	-	-	8.904
구배콘크리트	0.000	1.749	1.796	1.814	1.796	1.749	-	-	-	-	8.904

B. 활하중에 대한 하중분배계수

◈ 보도활하중

재하위치 \ 거더위치(m)		G1 -4.000	G2 -2.000	G3 0.000	G4 2.000	G5 4.000					합계
1	-4.850	0.427	0.273	0.142	0.030	-0.072	-	-	-	-	0.800
2	4.850	-0.072	0.030	0.142	0.273	0.427	-	-	-	-	0.800
합 계		0.355	0.303	0.284	0.303	0.355	-	-	-	-	1.600

◈ 열차활하중

재하위치 \ 거더위치(m)		G1 -4.000	G2 -2.000	G3 0.000	G4 2.000	G5 4.000					합계
1	-2.150	0.342	0.281	0.205	0.125	0.047	-	-	-	-	1.000
2	2.150	0.047	0.125	0.205	0.281	0.342	-	-	-	-	1.000
합 계		0.389	0.406	0.410	0.406	0.389	-	-	-	-	2.000

6) 하중분배계수가 고려된 합성후 하중산정

A. 합성후 고정하중

구 분 \ 거더위치(m)	하 중	G1 -4.000	G2 -2.000	G3 0.000	G4 2.000	G5 4.000					합계
보도연석1	3.283	1.880	1.156	0.564	0.065	-0.382	-	-	-	-	3.283
보도연석2	3.283	-0.382	0.065	0.564	1.156	1.880	-	-	-	-	3.283
탈선방호벽1	6.125	2.934	2.001	1.141	0.375	-0.326	-	-	-	-	6.125
탈선방호벽2	7.963	-0.424	0.487	1.483	2.601	3.815	-	-	-	-	7.963
방음벽관련	5.328	3.051	1.876	0.916	0.105	-0.620	-	-	-	-	5.328
방음벽관련	5.328	-0.620	0.105	0.916	1.876	3.051	-	-	-	-	5.328
보도바닥1	8.232	4.392	2.811	1.465	0.305	-0.740	-	-	-	-	8.232
보도바닥2	8.232	-0.740	0.305	1.465	2.811	4.392	-	-	-	-	8.232
궤도1	0.875	0.775	0.635	0.467	0.288	0.112	-	-	-	-	2.277
궤도2	0.875	0.112	0.288	0.467	0.635	0.775	-	-	-	-	2.277
도상자갈	13.956	21.896	22.803	23.138	22.803	21.896	-	-	-	-	112.537
방수방진재	0.220	0.385	0.395	0.399	0.395	0.385	-	-	-	-	1.959
구배콘크리트	1.103	1.928	1.980	2.000	1.980	1.928	-	-	-	-	9.817
합 계(kN/m)		35.189	34.906	34.984	35.394	36.167	-	-	-	-	-

B. 활하중

구 분 \ 거더위치(m)	기 호	G1 -4.000	G2 -2.000	G3 0.000	G4 2.000	G5 4.000					합계
보도활하중	Wsw	1.243	1.061	0.994	1.061	1.243	-	-	-	-	3.297

☞ NOTE

▒ 보도활하중

Wsw = 3.500 × 영향선 면적

▒ 열차활하중

Wls = 국유철도 건설규칙에 정한 표준활하중(LS-22 표준활하중)×영향선 종거

7) 단위폭당 합성후 하중 및 분배계수

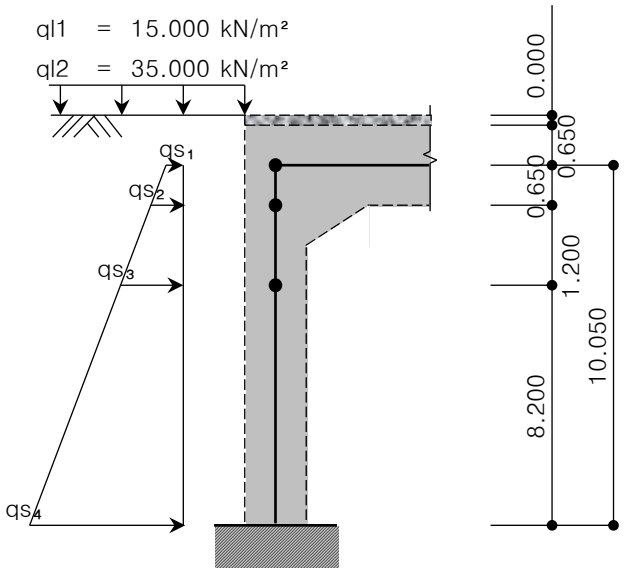
구 분	G1	G2	G3	G4	G5					
ⓐ유효폭	2.450	2.000	2.000	2.000	2.450	-	-	-	-	-
합성후 고정하중/ⓐ	14.363	17.453	17.492	17.697	14.762	-	-	-	-	-
보도활하중/ⓐ	0.507	0.530	0.497	0.530	0.507	-	-	-	-	-
열차활하중 분배계수/ⓐ	0.159	0.203	0.205	0.203	0.159	-	-	-	-	-

※ 단면검토용 거더는 G1 , G2 , G5 로 선정한다.(고정하중 또는 활하중 최대작용 거더)

※ 합성후 고정하중 평균치 = 16.353 kN/m²

4 .2.4 상시 토압

1) 시점측



- 정지토압계수

  Ko = 1 − sinϕ = 1 − sin 35 ° = 0.426

- 상시 작용 토압

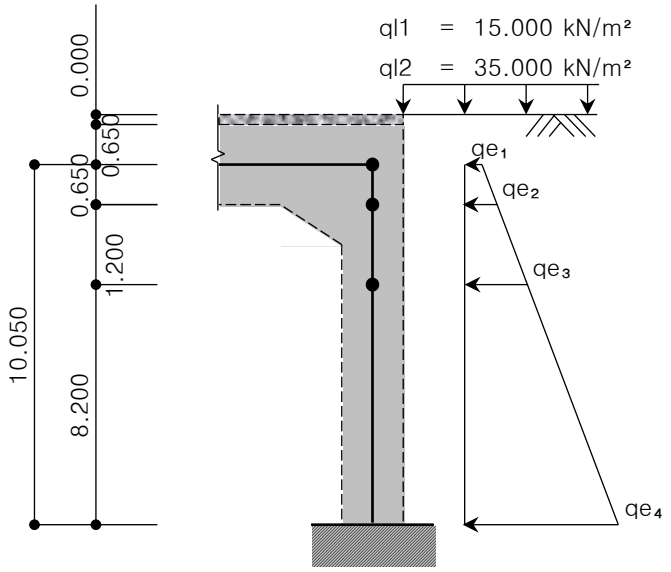
  qs_1 = 0.426 × (15.000 + 35.000 + 0.650 × 20.000) = 26.865 kN/m²

  qs_2 = 0.426 × (15.000 + 35.000 + 1.300 × 20.000) = 32.408 kN/m²

  qs_3 = 0.426 × (15.000 + 35.000 + 2.500 × 20.000) = 42.642 kN/m²

  qs_4 = 0.426 × (15.000 + 35.000 + 10.700 × 20.000) = 112.576 kN/m²

2) 종점측



- 정지토압계수

  Ko = 1 − sinϕ = 1 − sin 35 ° = 0.426

- 상시 작용 토압

  qe_1 = 0.426 × (15.000 + 35.000 + 0.650 × 20.000) = 26.865 kN/m²

  qe_2 = 0.426 × (15.000 + 35.000 + 1.300 × 20.000) = 32.408 kN/m²

  qe_3 = 0.426 × (15.000 + 35.000 + 2.500 × 20.000) = 42.642 kN/m²

  qe_4 = 0.426 × (15.000 + 35.000 + 10.700 × 20.000) = 112.576 kN/m²

4 .2.5 온도하중

- 부재 최소단면이 70cm 이상 이므로 ± 10 ℃ 사용 : 부재축 방향

- 부재 상하연 온도차에 의한 온도하중 ± 5 ℃ 사용 : 부재축 직각방향

4 .2.6 건조수축

- 건조수축률 : $\varepsilon = 15.0 \times 10^{-5}$

- 선팽창계수 : $\alpha = 1.2 \times 10^{-5}$

$\therefore \Delta T = \varepsilon / \alpha = 12.5$ ℃ 사용

4 .2.7 지점침하

- 지점의 부등침하량은 10 mm로 추정

4 .2.8 시동 및 제동하중

[철도교설계기준(노반편), P8-40]

- 시동 및 제동하중은 레일의 윗면에 레일방향인 교량 종방향 하중으로 작용해야 한다
- KRL-2012하중은 1.8m의 높이에서 교축방향으로 수평으로 작용한다

- 설계유효폭 = 3.428 m

- 시동하중 = 33 × 22.69 = 748.836 kN < 1000.000 kN ∴ 748.836 kN 적용
- 제동하중 = 20 × 22.69 = 453.840 kN < 6000.000 kN ∴ 453.840 kN 적용

작용수평력 : Hsb = MAX(748.836, 453.840) / 3.43 / 22.69 = 9.628 kN/m
작용높이 : h = 0.174 + 0.565 + 0.650 + 1.800 = 3.189 m
작용모멘트 : Msb = 9.628 × 3.189 = 30.704 kN·m/m

4 .2.9 장대레일 종하중

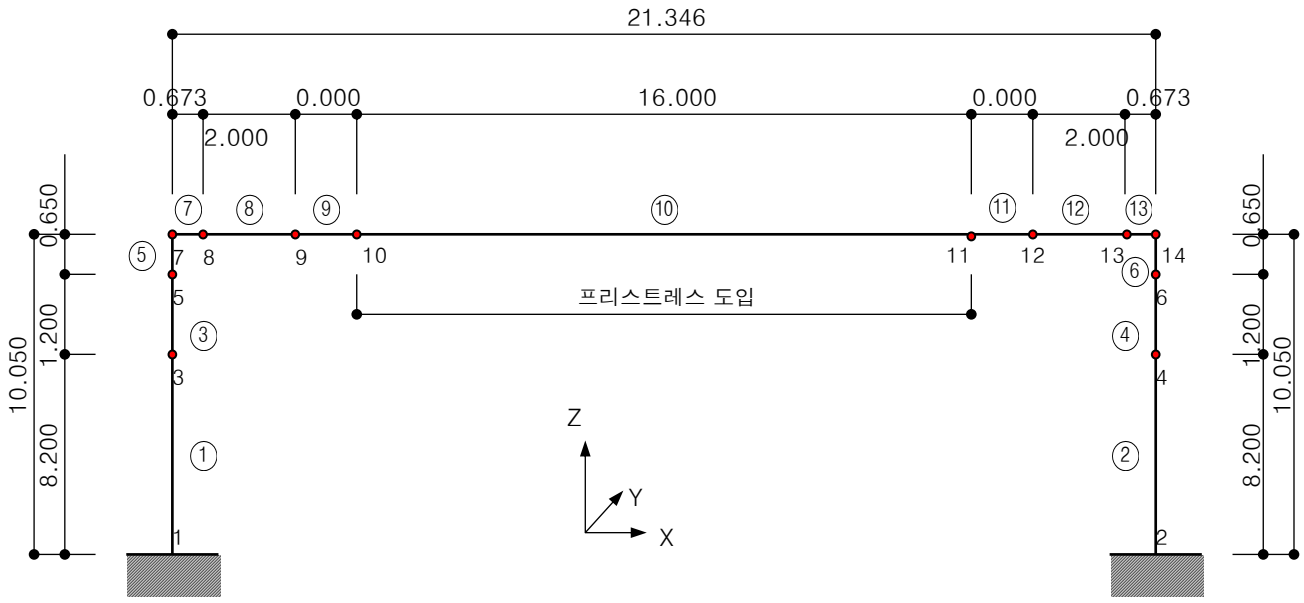
[철도교설계기준(노반편), P8-45]

- 작용하중 산정

작용수평력 : 레일신축이음장치가 없을경우
Hlr1 = ± 3 L (1레일당) / 21.346 x 1 / 3.428 = ± 0.875 kN/m
(L = 슬래브의 팽창이 고려될수있는길이 = 21.346 m)
작용높이 : h = 0.174 + 0.565 + 0.650 = 1.389 m
작용모멘트 : Mlr = 0.875 × 1.389 = 1.216 kN·m/m

4 .3 상시 해석 모델

4 .3.1 모델링

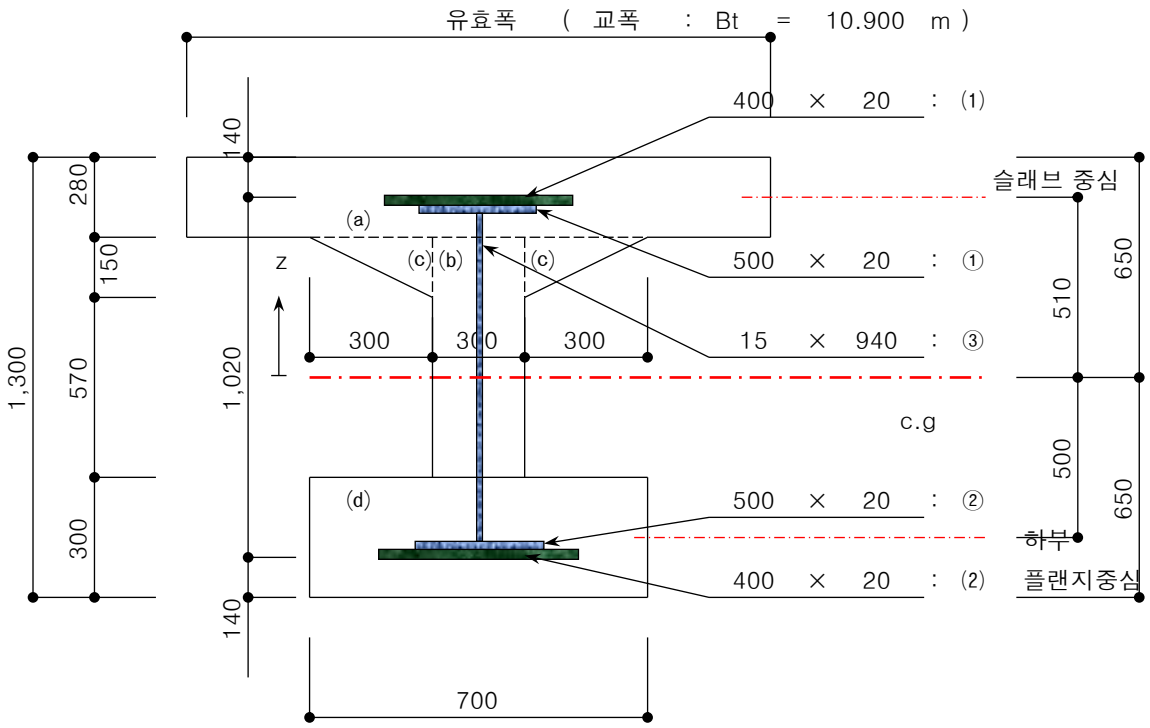


● 절점좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	0.000	8	0.673	10.050
2	21.346	0.000	9	2.673	10.050
3	0.000	8.200	10	2.6731	10.050
4	21.346	8.200	11	18.6729	10.050
5	0.000	9.400	12	18.673	10.050
6	21.346	9.400	13	20.673	10.050
7	0.000	10.050	14	21.346	10.050

4 .3.2 단면특성

1) 프리플렉스 합성단면



A. 강형

구분	A(mm²)	Iyc(mm⁴)	z(mm)	Iy(mm⁴)	강성비(n)	n·A(mm²)	n·Iy(mm⁴)
(1)	8,000	266,667	500	2,000,266,667	6.450	51,603	12,902,479,600
①	10,000	333,333	490	2,401,333,333	6.450	64,504	15,489,511,905
③	14,100	1,038,230,000	0	1,038,230,000	6.450	90,950	6,696,977,767
②	10,000	333,333	-490	2,401,333,333	6.450	64,504	15,489,511,905
(2)	8,000	266,667	-500	2,000,266,667	6.450	51,603	12,902,479,600
계						323,164	63,480,960,777

* Iyc : 각 단면의 도심에 대한 단면2차 모멘트
* Iy = Iyc + A*z2
* z : 각 단면의 도심에서 모델링 중심선까지의 거리
* n·Iy : 모델링 중심선에 대한 각 단면의 단면2차 모멘트

B. 프리플렉스 합성형

구분	A(mm²)	Iyc(mm⁴)	z(mm)	Iy(mm⁴)	강성비(n)	n·A(mm²)	n·Iy(mm⁴)
강형	-	-	-	-	-	323,164	63,480,960,777
(d)	210,000	1,575,000,000	-500	54,075,000,000	1.130	237,206	61,080,452,970
계						560,370	124,561,413,747

C. 합성단면

a. 바닥판

- 전폭에 대한 단면특성

A = 10,900 × 280 = 3,052,000 mm^2
Iy = 10,900 × 280 ^{3} / 12 + 10,900 × 280 × 510 ^{2} = 813,764,933,333 mm^4

b. 헌치 및 복부 콘크리트

구분	A(mm^2)	Iyc(mm^4)	z(mm)	Iy(mm^4)	강성비(n)	n·A(mm^2)	n·Iy(mm^4)
(c)	45,000	56,250,000	320	4,664,250,000	1.000	45,000	4,664,250,000
(b)	216,000	9,331,200,000	10	9,352,800,000	1.000	216,000	9,352,800,000
계						261,000	14,017,050,000

c. 합성단면의 단위폭당 단면특성

- 강형의 단위폭당 단면특성

A = 0.3232 × 5 EA / 10.900 = 0.1482 m^2
Iy = 0.0635 × 5 EA / 10.900 = 0.0291 m^4

- 프리플렉스 합성형의 단위폭당 단면특성

A = 0.5604 × 5 EA / 10.900 = 0.2571 m^2
Iy = 0.1246 × 5 EA / 10.900 = 0.0571 m^4

- 헌치 및 복부 콘크리트의 단위폭당 단면특성

A = 0.2610 × 5 EA / 10.900 = 0.1197 m^2
Iy = 0.0140 × 5 EA / 10.900 = 0.0064 m^4

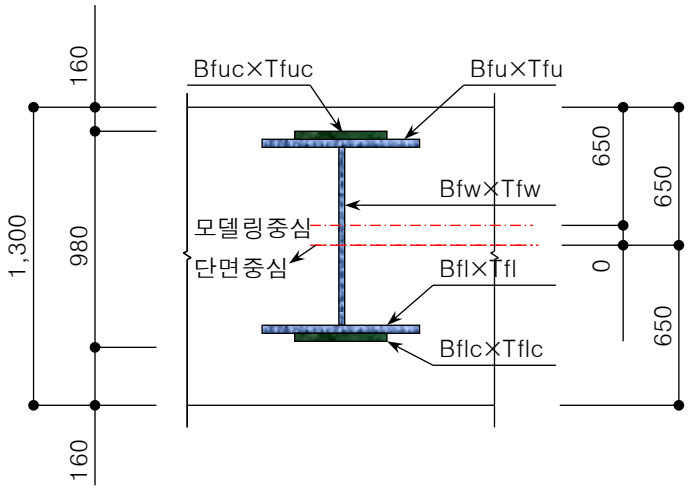
- 바닥판의 단위폭당 단면특성

A = 3.0520 / 10.900 = 0.2800 m^2
Iy = 0.8138 / 10.900 = 0.0747 m^4

* 합성단면의 단면특성 (프리플렉스 합성형 + 헌치 및 복부 콘크리트 + 바닥판)

A = 0.2571 + 0.1197 + 0.2800 = 0.6568 m^2
Iy = 0.0571 + 0.0064 + 0.0747 = 0.1382 m^4

2) 단부 종방향 헌치 시점부



Bfuc	×	Tfuc	:	0	×	0	(1)
Bfu	×	Tfu	:	500	×	20	①
Bfw	×	Tfw	:	15	×	940	③
Bfl	×	Tfl	:	500	×	20	②
Bflc	×	Tflc	:	0	×	0	(2)

A. 강형

구분	A(mm²)	Iyc(mm⁴)	z(mm)	Iy(mm⁴)	강성비(n)	n·A(mm²)	n·Iy(mm⁴)
(1)	0	0	490	0	6.450	0	0
①	10,000	333,333	480	2,304,333,333	6.450	64,504	14,863,825,069
③	14,100	1,038,230,000	0	1,038,230,000	6.450	90,950	6,696,977,767
②	10,000	333,333	-480	2,304,333,333	6.450	64,504	14,863,825,069
(2)	0	0	-490	0	6.450	0	0
계						219,958	36,424,627,906

B. 합성단면

a. 구체

- 전폭에 대한 단면특성

A = 10,900 × 1,300 = 14,170,000 mm²

Iy = 10,900 × 1,300 ³ / 12 + 10,900 × 1,300 × 0 ² = 1,995,608,333,333 mm⁴

b. 합성단면의 단위폭당 단면특성

- 강형의 단위폭당 단면특성

A = 0.2200 × 5 EA / 10.900 = 0.1009 m²

Iy = 0.0364 × 5 EA / 10.900 = 0.0167 m⁴

- 구체의 단위폭당 단면특성

A = 14.1700 / 10.900 = 1.3000 m²

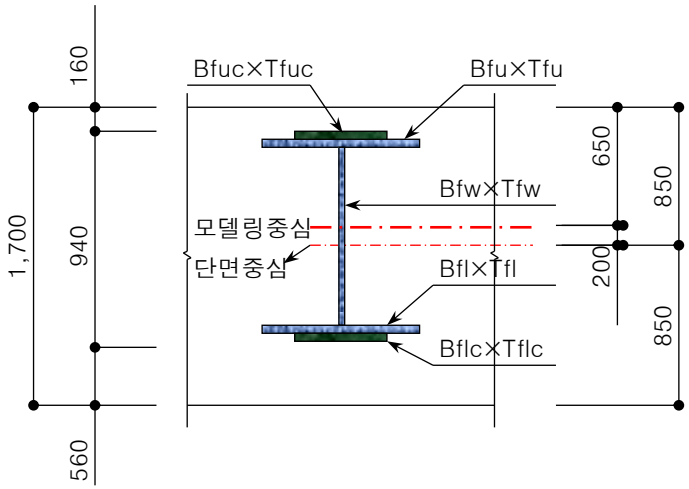
Iy = 1.9956 / 10.900 = 0.1831 m⁴

* 합성단면의 단면특성 (강형 + 구체)

A = 0.1009 + 1.3000 = 1.4009 m²

Iy = 0.0167 + 0.1831 = 0.1998 m⁴

4) 단부 종방향 헌치 종점부



Bfuc × Tfuc	:	0	×	0	(1)	
Bfu × Tfu	:	500	×	20	①	
Bfw × Tfw	:	15	×	940	③	
Bfl × Tfl	:	500	×	20	②	
Bflc × Tflc	:	0	×	0	(2)	

A. 강형

구분	A(mm²)	Iyc(mm⁴)	z(mm)	Iy(mm⁴)	강성비(n)	n·A(mm²)	n·Iy(mm⁴)
(1)	0	0	490	0	6.450	0	0
①	10,000	333,333	480	2,304,333,333	6.450	64,504	14,863,825,069
③	14,100	1,038,230,000	0	1,038,230,000	6.450	90,950	6,696,977,767
②	10,000	333,333	-480	2,304,333,333	6.450	64,504	14,863,825,069
(2)	0	0	-490	0	6.450	0	0
계						219,958	36,424,627,906

B. 합성단면

a. 구체

- 전폭에 대한 단면특성

A = 10,900 × 1,700 = 18,530,000 mm²

Iy = 10,900 × 1,700 ³ / 12 + 10,900 × 1,700 × 200 ² = 4,466,347,666,667 mm⁴

b. 합성단면의 단위폭당 단면특성

- 강형의 단위폭당 단면특성

A = 0.2200 × 5 EA / 10.900 = 0.1009 m²

Iy = 0.0364 × 5 EA / 10.900 = 0.0167 m⁴

- 구체의 단위폭당 단면특성

A = 18.5300 / 10.900 = 1.7000 m²

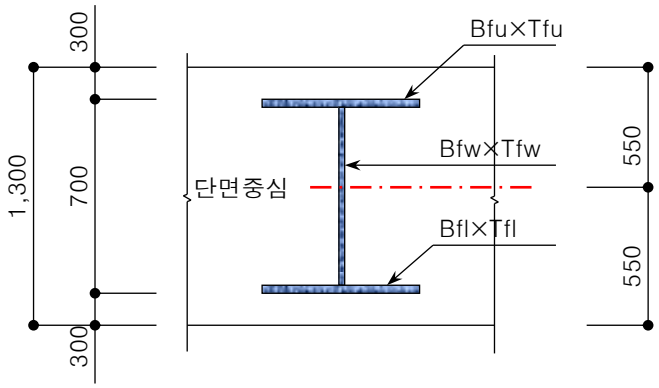
Iy = 4.4663 / 10.900 = 0.4098 m⁴

* 합성단면의 단면특성 (강형 + 구체)

A = 0.1009 + 1.7000 = 1.8009 m²

Iy = 0.0167 + 0.4098 = 0.4265 m⁴

5) 벽체 상단부



Bfuc	×	Tfuc	:	0	×	0	(1)
Bfu	×	Tfu	:	500	×	20	①
Bfw	×	Tfw	:	15	×	660	③
Bfl	×	Tfl	:	500	×	20	②
Bflc	×	Tflc	:	0	×	0	(2)

A. 강형

구분	A(mm²)	Iyc(mm⁴)	z(mm)	Iy(mm⁴)	강성비(n)	n·A(mm²)	n·Iy(mm⁴)
(1)	0	0	250	0	6.450	0	0
①	10,000	333,333	240	576,333,333	6.450	64,504	3,717,568,862
③	9,900	359,370,000	-100	458,370,000	6.450	63,859	2,956,660,566
②	10,000	333,333	-240	576,333,333	6.450	64,504	3,717,568,862
(2)	0	0	-250	0	6.450	0	0
계						192,866	10,391,798,290

B. 합성단면

a. 구체

- 전폭에 대한 단면특성

A = 10,900 × 1,300 = 14,170,000 mm²

Iy = 10,900 × 1,300 ³ / 12 + 10,900 × 1,300 × 0 ² = 1,995,608,333,333 mm⁴

b. 합성단면의 단위폭당 단면특성

- 강형의 단위폭당 단면특성

A = 0.1929 × 5 EA / 10.900 = 0.0885 m²

Iy = 0.0104 × 5 EA / 10.900 = 0.0048 m⁴

- 구체의 단위폭당 단면특성

A = 14.1700 / 10.900 = 1.3000 m²

Iy = 1.9956 / 10.900 = 0.1831 m⁴

* 합성단면의 단면특성 (강형 + 구체)

A = 0.0885 + 1.3000 = 1.3885 m²

Iy = 0.0048 + 0.1831 = 0.1879 m⁴

6) 벽체 하단부

- 전폭에 대한 단면특성

  A = 10,900 × 1,300 = 14,170,000 mm^2

  Iy = 10,900 × $1,300^3$ / 12 = 1,995,608,333,333 mm^4

- 구체의 단위폭당 단면특성

  A = 14.1700 / 10.900 = 1.3000 m^2

  Iy = 1.9956 / 10.900 = 0.1831 m^4

7) 단면제원 집계

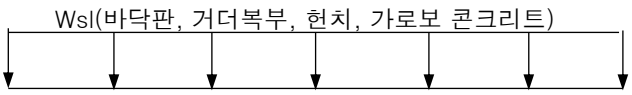
[단위폭당 단면특성치]

부 재 번 호	합성전		합성후		비 고 (단면)
	A(m^2)	Iy(m^4)	A(m^2)	Iy(m^4)	
10	0.2571	0.0571	0.6568	0.1382	프리플렉스 합성단면
9,11	0.2571	0.0571	0.6568	0.1382	빔 종점부, 이음부
8,12 (변단면)	0.1009	0.0167	1.4009	0.1998	헌치 시점부
7,13	0.1009	0.0167	1.8009	0.4265	헌치 종점부
5,6	0.0885	0.0048	1.3885	0.1879	벽체 상단부-1
3,4	1.3885	0.1879	1.3885	0.1879	벽체 상단부
1,2	1.3000	0.1831	1.3000	0.1831	벽체 하단부

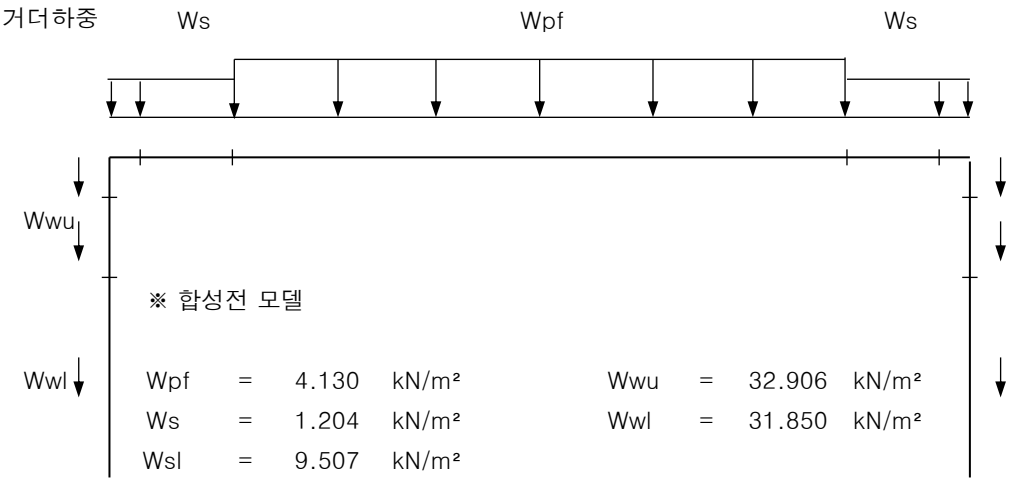
4 .4 하중재하

1) LOAD CASE 1 : 합성전 고정하중

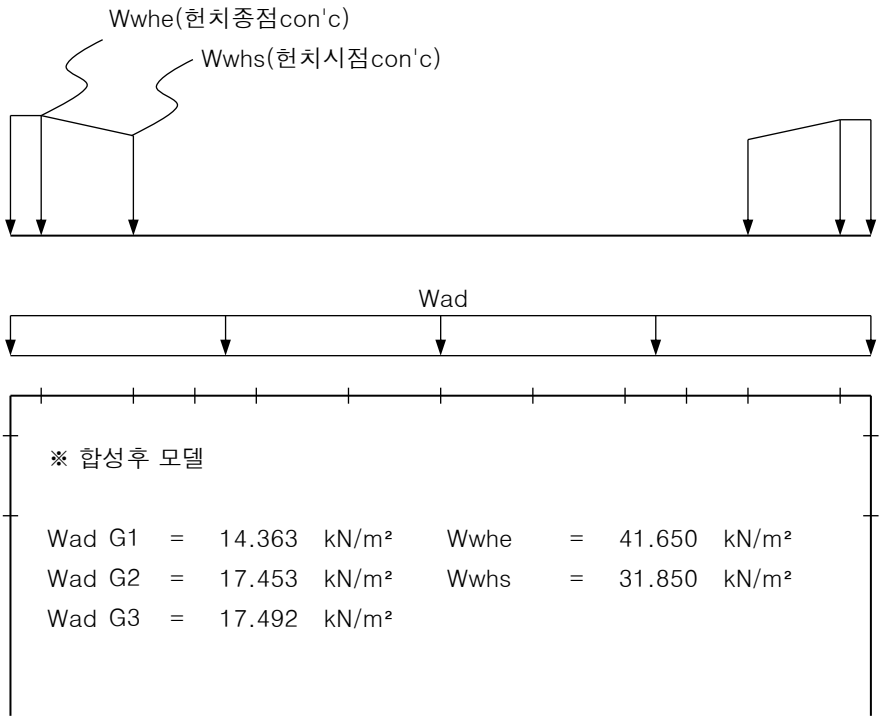
1. 콘크리트하중



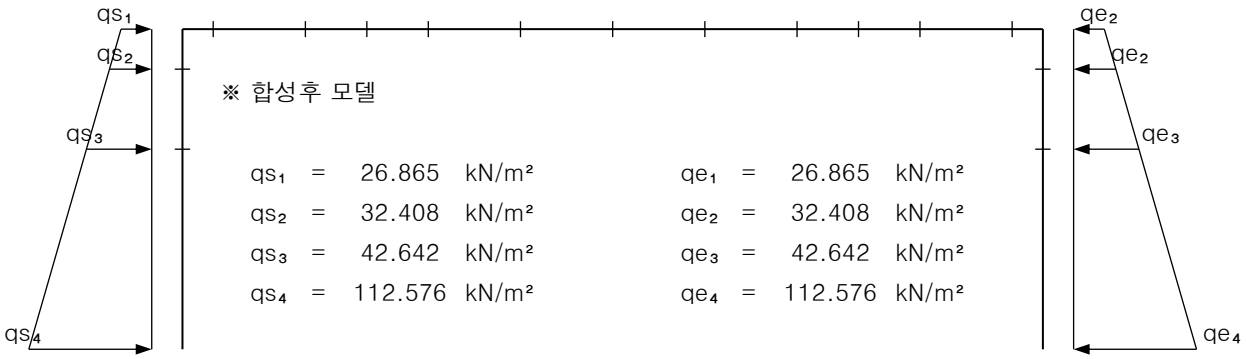
2. 거더하중



2) LOAD CASE 2 : 합성후 고정하중

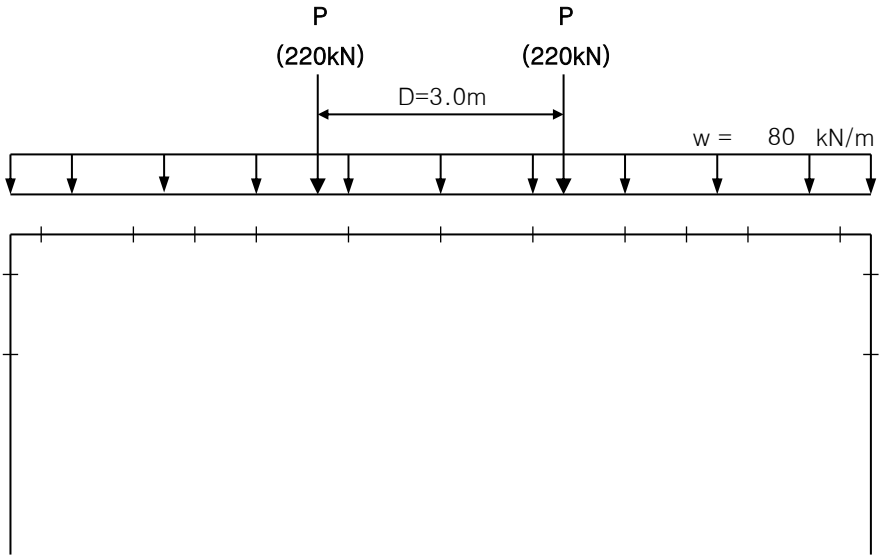


3) LOAD CASE 3 : 전토압



4) LOAD CASE 4 : 활하중

- KRL-2012 표준열차하중



※ 충격계수(1+i) = 1.146

※ 활하중

: 열차축하중×분배계수×충격계수

G1 거더 : Wls = 220 × 0.159 × 1.146 = 40.030 kN/m

G2 거더 : Wls = 220 × 0.203 × 1.146 = 51.180 kN/m

G3 거더 : Wls = 220 × 0.205 × 1.146 = 51.685 kN/m

: 등분포하중×분배계수×충격계수

G1 거더 : Wls = 80 × 0.159 × 1.146 = 14.557 kN/m^2

G2 거더 : Wls = 80 × 0.203 × 1.146 = 18.611 kN/m^2

G3 거더 : Wls = 80 × 0.205 × 1.146 = 18.794 kN/m^2

- 보도활하중 G1 = 0.507 kN/m²

G2 = 0.530 kN/m²

G3 = 0.497 kN/m²

5) LOAD CASE 5 : 온도하중

- ΔT = 10 ℃ : 부재축 방향
- ΔTz = 5 ℃ : 부재축 직각방향

6) LOAD CASE 6 : 온도하중

- ΔT = -10 ℃ : 부재축 방향
- ΔTz = -5 ℃ : 부재축 직각방향

7) LOAD CASE 7 : 건조수축

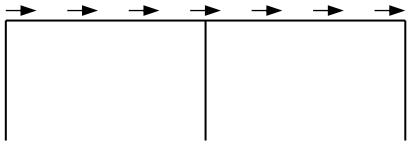
- ΔT = -12.5 ℃

8) LOAD CASE 8 : 지점침하

- 지점의 부등침하량 = 10 mm

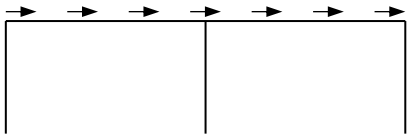
9) 시동 및 제동하중

- KRL-2012 표준열차하중



Hsb = 9.628 kN/m², Msb = 30.704 kN·m/m²

10) 장대레일 종하중



Hlr = 0.875 kN/m², Mlr = 1.216 kN·m/m²

4 .5 하중조합

4 .5.1 합성전

1) 극한하중 검토시

하 중 / 하중조합	합성전 고정하중	토 압	활 하 중	온도하중		건조수축	지점침하	시동및 제동하중	장대레일 종하중
				ΔT (+)	ΔT (−)				
UCOMB 1	1.35								

하 중 / 하중조합	합성전 고정하중	토 압	활 하 중	온도하중		건조수축	지점침하	시동및 제동하중	장대레일 종하중
				ΔT (+)	ΔT (−)				
SCOMB 1	1.0								

4 .5.2 합성후

1) 극한하중 검토시

하 중 / 하중조합	합성후 고정하중	토 압	활 하 중	온도하중		건조수축	지점침하	시동및 제동하중	장대레일 종하중
				ΔT (+)	ΔT (−)				
UCOMB 1	1.35	1.60							
UCOMB 2	1.35	0.60							
UCOMB 3	1.35	1.60	1.85						
UCOMB 4	1.35	0.60	1.85						
UCOMB 5	1.60	1.60	1.60						
UCOMB 6	1.60	0.60	1.60						
UCOMB 7	1.35	1.60	1.40					1.40	1.40
UCOMB 8	1.35	0.60	1.40					1.40	1.40
UCOMB 9	1.35	1.60	1.40	1.35			1.35		
UCOMB 10	1.35	1.60	1.40		1.35	1.35	1.35		
UCOMB 11	1.35	0.60	1.40	1.35			1.35		
UCOMB 12	1.35	0.60	1.40		1.35	1.35	1.35		
UCOMB 13	1.35	1.60		1.35			1.35		
UCOMB 14	1.35	1.60			1.35	1.35	1.35		
UCOMB 15	1.35	0.60		1.35			1.35		
UCOMB 16	1.35	0.60			1.35	1.35	1.35		
UCOMB 17	1.35	1.60	1.40	1.35			1.35	1.40	1.40
UCOMB 18	1.35	1.60	1.40		1.35	1.35	1.35	1.40	1.40
UCOMB 19	1.35	0.60	1.40	1.35			1.35	1.40	1.40
UCOMB 20	1.35	0.60	1.40		1.35	1.35	1.35	1.40	1.40

2) 사용하중 검토시

하중 / 하중조합	합성후 고정하중	토 압	활 하 중	온도하중		건조수축	지점침하	시동및 제동하중	장대레일 종하중
				ΔT (+)	ΔT (−)				
SCOMB 1	1.0	1.0							
SCOMB 2	1.0	0.5							
SCOMB 3	1.0	1.0	1.0						
SCOMB 4	1.0	0.5	1.0						
SCOMB 5	1.0	1.0	1.0					1.0	1.0
SCOMB 6	1.0	0.5	1.0					1.0	1.0
SCOMB 7	1.0	1.0	1.0	1.0			1.0		
SCOMB 8	1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		
SCOMB 9	1.0	0.5	1.0	1.0			1.0		
SCOMB 10	1.0	0.5	1.0		1.0	1.0	1.0		
SCOMB 11	1.0	1.0	1.0	1.0			1.0	1.0	1.0
SCOMB 12	1.0	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
SCOMB 13	1.0	0.5	1.0	1.0			1.0	1.0	1.0
SCOMB 14	1.0	0.5	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
SCOMB 15		1.0							
SCOMB 16		0.5							
SCOMB 17		1.0	1.0						
SCOMB 18		0.5	1.0						
SCOMB 19		1.0	1.0					1.0	1.0
SCOMB 20		0.5	1.0					1.0	1.0
SCOMB 21		1.0	1.0	1.0			1.0		
SCOMB 22		1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		
SCOMB 23		0.5	1.0	1.0			1.0		
SCOMB 24		0.5	1.0		1.0	1.0	1.0		
SCOMB 25		1.0	1.0	1.0			1.0	1.0	1.0
SCOMB 26		1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
SCOMB 27		0.5	1.0	1.0			1.0	1.0	1.0
SCOMB 28		0.5	1.0		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

5 . 내진설계

5 .1 등가정적 지진하중 산정

5 .1.1 상부구조 자중계산

기호		상부구조 면적당 하중(W) (kN/m²)	Lw (m)	Wts (kN/m)
합성전 하중	프리플렉스 합성단면	= 13.637	16.000	111.415
	단부 종방향 헌치	(33.054 + 42.854) × 1/2 = 37.954	2.000	38.762
	단부 우각부	= 42.854	1.346	29.454
	소계(Wd1)			179.632
합성후 고정하중(Wd2)		= 16.353	21.346	178.251
합계(Wd1+Wd2)			-	357.883

여기서, Lw : 하중의 종방향 재하길이(모델링 참조)
Bt : 교폭 = 10.900 m
Le : 유효지간 = 21.346 m
Wts : 상부구조의 종방향 길이당 하중 {=(W·(Lw / Le)·Bt}

w(x) = (상부하중 + 벽체하중/2) / Le
= 357.883 + (358.677 × 1.850 + 347.165 × 8.200 + 358.677 × 1.850
+ 347.165 × 8.200) / (2 × 21.346) = 522.331 kN/m

5 .1.2 SPRING 계수

1) 벽체 뒷채움토 강성 산정(시점)

- 흙의 변형 계수
Eo = 1.0 × N = 1.0 × 15 = 15 MPa = 15000 kN/㎡
여기서, N = 15

A. 종방향 (교축방향 : X – Direction) 변위 강성

Ks = 0.425 × Eo × B
= 0.425 × 15000 × 10.900 = 69487.5 kN/m

B. 횡방향 (교축직각방향 : Y – Direction) 회전 강성

Kr = 0.072 × Eo × B × H²
= 0.072 × 15000 × 10.900 × 10.050 ² = 1189001.4 kN·m/rad

C. Y축, Z축으로의 변위강성과 X축, Z축에 대한 회전강성은 무시함.

※ 지진시 교축직각방향과 교량높이방향의 힘은 구조물에 영향을 미치지 않고
X, Z축의 회전은 교량강성이 커서 영향이 미미함.

3) 벽체 뒷채움토 강성 산정(종점)

A. 종방향 (교축방향 : X – Direction) 변위 강성

$Ks = 0.425 \times Eo \times B$

$= 0.425 \times 15000 \times 10.900 = 69487.5$ kN/m

B. 횡방향 (교축직각방향 : Y – Direction) 회전 강성

$Kr = 0.072 \times Eo \times B \times H^2$

$= 0.072 \times 15000 \times 10.900 \times 10.050^2 = 1189001.4$ kN·m/rad

C. Y축, Z축으로의 변위강성과 X축, Z축에 대한 회전강성은 무시함.

※ 지진시 교축직각방향과 교량높이방향의 힘은 구조물에 영향을 미치지 않고
X, Z축의 회전은 교량강성이 커서 영향이 미미함.

3) 교대부 기초 강성 산정(시점)

- 흙의 변형 계수

  $Eo = 2{,}400$ MPa $= 2400000$ kN/㎡

  여기서, $N = 40$

- 흙의 전단 탄성계수

  $G = \dfrac{Eo}{2 \times (1 + \nu)} = 5555.6$ kN/㎡

  여기서, $\nu = 0.35$

A. 변위 강성

a. X축 방향의 변위 강성

- $Ro = \sqrt{\dfrac{B \cdot L}{\pi}} = \sqrt{\dfrac{10.050 \times 10.900}{\pi}} = 5.905$ m

- $Ko = \dfrac{8 \cdot G \cdot Ro}{2 - \nu} = \dfrac{8 \times 5555.6 \times 5.905}{2 - 0.35} = 159057.8$ kN/m

  여기서, Ro : 유효 등가반지름
  Ko : 유효 등가반지름으로 계산된 강성

- $L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085$ ▶ 형상계수 $\alpha = 1.0258$

- $D / R = 1.300 / 5.905 = 0.220$ ▶ 근입계수 $\beta = 1.3182$

- 수정변위강성

  $K_{\delta x} = \alpha \times \beta \times Ko$

  $= 1.0258 \times 1.3182 \times 159057.8 = 215071.5$ kN/m

b. Y축 방향의 변위 강성

- $Ro = \sqrt{\frac{B \cdot L}{\pi}} = \sqrt{\frac{10.050 \times 10.900}{\pi}} = 5.905$ m

- $Ko = \frac{8 \cdot G \cdot Ro}{2 - \nu} = \frac{8 \times 5555.6 \times 5.905}{2 - 0.35} = 159057.8$ kN/m

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 α = 1.0235

- D / R = 1.300 / 5.905 = 0.220 ▶ 근입계수 β = 1.0391

- 수정변위강성

  $K_{\delta y} = \alpha \times \beta \times Ko$

  $= 1.0235 \times 1.0391 \times 159057.8 = 169162.2$ kN/m

c. Z축 방향의 변위 강성

- $Ro = \sqrt{\frac{B \cdot L}{\pi}} = \sqrt{\frac{10.050 \times 10.900}{\pi}} = 5.905$ m

- $Ko = \frac{4 \cdot G \cdot Ro}{1 - \nu} = \frac{4 \times 5555.6 \times 5.905}{1 - 0.35} = 131222.7$ kN/m

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 α = 1.0258

- D / R = 1.300 / 5.905 = 0.220 ▶ 근입계수 β = 1.0391

- 수정변위강성

  $K_{\delta z} = \alpha \times \beta \times Ko$

  $= 1.0258 \times 1.0391 \times 131222.7 = 139860.7$ kN/m

B. 회전 강성

a. X축 방향의 회전 강성

- $Ro = \left[\frac{B \cdot L^3}{3 \cdot \pi}\right]^{\frac{1}{4}} = \left[\frac{10.050 \times 10.900^3}{3 \times \pi}\right]^{\frac{1}{4}} = 6.096$ m

- $Ko = \frac{8 \cdot G \cdot Ro^3}{3 \cdot (1 - \nu)} = \frac{8 \times 5555.6 \times 6.096^3}{3 \times (1 - 0.35)} = 5163137.5$ kN·m/rad

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 α = 1.0531

- D / R = 1.300 / 6.096 = 0.213 ▶ 근입계수 β = 1.0396

- 수정변위강성

$K_{\theta x}$ = α × β × Ko

= 1.0531 × 1.0396 × 5163137.5 = 5652219.1 kN·m/rad

b. Y축 방향의 회전 강성

- $Ro = \left[\frac{B^3 \cdot L}{3 \cdot \pi} \right]^{\frac{1}{4}} = \left[\frac{10.050^{\ 3} \times 10.900}{3 \times \pi} \right]^{\frac{1}{4}} = 5.853$ m

- $Ko = \frac{8 \cdot G \cdot Ro^3}{3 \cdot (1 - \nu)} = \frac{8 \times 5555.6 \times 5.853^{\ 3}}{3 \times (1 - 0.35)} = 4571124.4$ kN·m/rad

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 α = 1.0258

- D / R = 1.300 / 5.853 = 0.222 ▶ 근입계수 β = 1.0389

- 수정변위강성

$K_{\theta y}$ = α × β × Ko

= 1.0258 × 1.0389 × 4571124.4 = 4871371.3 kN·m/rad

c. Z축 방향의 회전 강성

- $Ro = \left[\frac{B \cdot L \cdot (B^2 + L^2)}{6 \times \pi} \right]^{\frac{1}{4}}$

$= \left[\frac{10.050 \times 10.900 \times (10.050^{\ 2} + 10.900^{\ 2})}{6 \times \pi} \right]^{\frac{1}{4}} = 5.978$ m

- $Ko = \frac{16 \cdot G \cdot Ro^3}{3} = \frac{16 \times 5555.6 \times 5.978^{\ 3}}{3} = 6331171.7$ kN·m/rad

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 α = 1.0258

- D / R = 1.300 / 5.978 = 0.217 ▶ 근입계수 β = 1.0393

- 수정변위강성

$K_{\theta z}$ = α × β × Ko

= 1.0258 × 1.0393 × 6331171.7 = 6749208.9 kN·m/rad

4) 교대부 기초 강성 산정(종점)

- 흙의 변형 계수

  Eo = 2,400 MPa = 2400000 kN/㎡

  여기서, N = 40

- 흙의 전단 탄성계수

$$G = \frac{Eo}{2 \times (1 + v)} = 5555.6 \ kN/㎡$$

  여기서, v = 0.35

A. 변위 강성

a. X축 방향의 변위 강성

- $Ro = \sqrt{\frac{B \cdot L}{\pi}} = \sqrt{\frac{10.050 \times 10.900}{\pi}} = 5.905$ m

- $Ko = \frac{8 \cdot G \cdot Ro}{2 - v} = \frac{8 \times 5555.6 \times 5.905}{2 - 0.35} = 159057.8$ kN/m

  여기서, Ro : 유효 등가반지름

  Ko : 유효 등가반지름으로 계산된 강성

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 α = 1.0258

- D / R = 1.300 / 5.905 = 0.220 ▶ 근입계수 β = 1.3182

- 수정변위강성

  $K_{\delta x}$ = α × β × Ko

  = 1.0258 × 1.3182 × 159057.8 = 215071.5 kN/m

b. Y축 방향의 변위 강성

- $Ro = \sqrt{\frac{B \cdot L}{\pi}} = \sqrt{\frac{10.050 \times 10.900}{\pi}} = 5.905$ m

- $Ko = \frac{8 \cdot G \cdot Ro}{2 - \nu} = \frac{8 \times 5555.6 \times 5.905}{2 - 0.35} = 159057.8$ kN/m

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 α = 1.0235

- D / R = 1.300 / 5.905 = 0.220 ▶ 근입계수 β = 1.0391

- 수정변위강성

  $K_{\delta y} = \alpha \times \beta \times Ko$

  $= 1.0235 \times 1.0391 \times 159057.8 = 169162.2$ kN/m

c. Z축 방향의 변위 강성

- $Ro = \sqrt{\frac{B \cdot L}{\pi}} = \sqrt{\frac{10.050 \times 10.900}{\pi}} = 5.905$ m

- $Ko = \frac{4 \cdot G \cdot Ro}{1 - \nu} = \frac{4 \times 5555.6 \times 5.905}{1 - 0.35} = 131222.7$ kN/m

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 α = 1.0258

- D / R = 1.300 / 5.905 = 0.220 ▶ 근입계수 β = 1.0391

- 수정변위강성

  $K_{\delta z} = \alpha \times \beta \times Ko$

  $= 1.0258 \times 1.0391 \times 131222.7 = 139860.7$ kN/m

B. 회전 강성

a. X축 방향의 회전 강성

- $Ro = \left[\frac{B \cdot L^3}{3 \cdot \pi}\right]^{\frac{1}{4}} = \left[\frac{10.050 \times 10.900^3}{3 \times \pi}\right]^{\frac{1}{4}} = 6.096$ m

- $Ko = \frac{8 \cdot G \cdot Ro^3}{3 \cdot (1 - \nu)} = \frac{8 \times 5555.6 \times 6.096^3}{3 \times (1 - 0.35)} = 5163137.5$ kN·m/rad

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 α = 1.0531

- D / R = 1.300 / 6.096 = 0.213 ▶ 근입계수 β = 1.0396

- 수정변위강성

  $K_{\theta x} = \alpha \times \beta \times Ko$

  $= 1.0531 \times 1.0396 \times 5163137.5 = 5652219.1$ kN·m/rad

b. Y축 방향의 회전 강성

- $Ro = \left[\frac{B^3 \cdot L}{3 \cdot \pi} \right]^{\frac{1}{4}} = \left[\frac{10.050^{\,3} \times 10.900}{3 \times \pi} \right]^{\frac{1}{4}} = 5.853$ m

- $Ko = \frac{8 \cdot G \cdot Ro^3}{3 \cdot (1 - \nu)} = \frac{8 \times 5555.6 \times 5.853^{\,3}}{3 \times (1 - 0.35)} = 4571124.4$ kN·m/rad

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 α = 1.0258

- D / R = 1.300 / 5.853 = 0.222 ▶ 근입계수 β = 1.0389

- 수정변위강성

$K_{\theta y} = \alpha \times \beta \times Ko$

$= 1.0258 \times 1.0389 \times 4571124.4 = 4871371.3$ kN·m/rad

c. Z축 방향의 회전 강성

- $Ro = \left[\frac{B \cdot L \cdot (B^2 + L^2)}{6 \times \pi} \right]^{\frac{1}{4}}$

$= \left[\frac{10.050 \times 10.900 \times (10.050^{\,2} + 10.900^{\,2})}{6 \times \pi} \right]^{\frac{1}{4}} = 5.978$ m

- $Ko = \frac{16 \cdot G \cdot Ro^3}{3} = \frac{16 \times 5555.6 \times 5.978^{\,3}}{3} = 6331171.7$ kN·m/rad

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 α = 1.0258

- D / R = 1.300 / 5.978 = 0.217 ▶ 근입계수 β = 1.0393

- 수정변위강성

$K_{\theta z} = \alpha \times \beta \times Ko$

$= 1.0258 \times 1.0393 \times 6331171.7 = 6749208.9$ kN·m/rad

5) 벽체 뒷채움토 및 기초 강성 집계

[본 강성은 교량 전폭 값]

구분 \ 강성		X축 방향의 변위 강성 K_s, $K_{\delta x}$ (kN/m)	Y축 방향의 변위 강성 $K_{\delta y}$ (kN/m)	Z축 방향의 변위 강성 $K_{\delta z}$ (kN/m)	X축 방향의 회전 강성 $K_{\theta x}$ (kN·m/rad)	Y축 방향의 회전 강성 K_r, $K_{\theta y}$ (kN·m/rad)	Z축 방향의 회전 강성 $K_{\theta z}$ (kN·m/rad)
벽체	시점	69487.5	–	–	–	1189001.4	–
	종점	69487.5	–	–	–	1189001.4	–
교대부 기초	시점	215071.5	169162.2	139860.7	5652219.1	4871371.3	6749208.9
	종점	215071.5	169162.2	139860.7	5652219.1	4871371.3	6749208.9

5 .1.3 탄성지진력 및 변위 결정

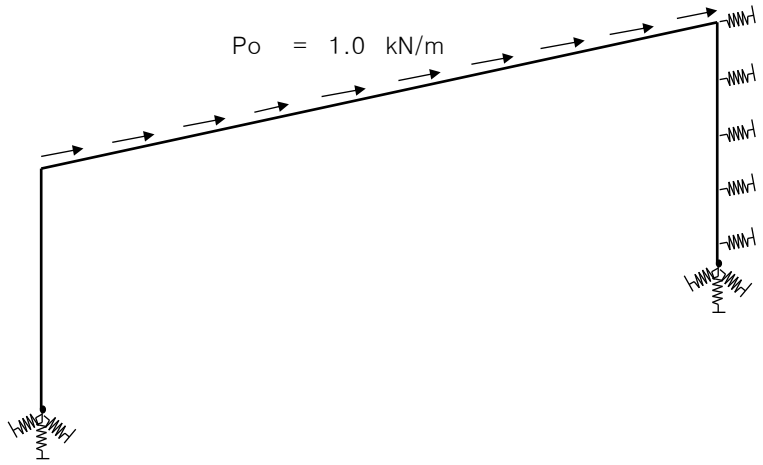
1) 교량 시점에서 종점방향(→)으로 탄성지진력 작용시

A. 해석방법

단일모드 스펙트럼 해석법 (Single-Mode Spectrum Analysis)

B. 정적처짐 $V_s(x)$ 산정

- 상부 슬래브에 교축방향으로 단위 길이당 1.0 kN/m 의 하중을 재하한다.



TRANSLATIONS AND ROTATIONS, IN GLOBAL COORDINATES

LOAD UNIT ----------

JOINT	UX	UZ	RY
13	4.267E-05	1.280E-05	1.923E-06
14	4.267E-05	1.163E-05	1.839E-06
15	4.268E-05	8.535E-06	1.533E-06
16	4.268E-05	8.535E-06	1.533E-06
17	4.204E-05	-6.042E-06	2.393E-06
18	4.204E-05	-6.042E-06	2.393E-06
19	4.197E-05	-1.098E-05	2.802E-06
20	4.194E-05	-1.280E-05	2.909E-06

• 종방향 최대변위 $V_s(x)$ = 4.27E-05 m

C. α,β,ɣ 계산

$$- \alpha = \int_0^L Vs(x)\cdot dx$$

$$= 0.0000427 \times 21.346 = 0.0009110 \ \text{㎡}$$

$$- \beta = \int_0^L W(x)\cdot Vs(x)\cdot dx$$

$$= 357.883 \times 0.0000427 \times 21.346 = 0.3260481 \ \text{kN·m}$$

$$- ɣ = \int_0^L W(x)\cdot V_s(x)^2\cdot dx$$

$$= 357.883 \times 0.0000427^{\,2} \times 21.346 = 1.392E-05 \ \text{kN·㎡}$$

D. 주기(T) 계산

$$- T = 2\pi \sqrt{\frac{ɣ}{Po\cdot g\cdot \alpha}} = 2\ \pi \sqrt{\frac{1.392E-05}{1.0 \times 9.81 \times 0.0009110}} = 0.248 \ \text{sec}$$

E. 탄성지진 응답계수(Cs)

$$- Cs = 1.2\ \frac{A\cdot S}{T^{2/3}} = 1.2 \times \frac{0.154 \times 1.2}{0.248^{\,2/3}} = 0.562 > 2.5\,A = 0.385$$

$$\therefore Cs = 0.562$$

F. 지진하중

$$- Pe(x) = \frac{\beta\cdot Cs\cdot W(x)\cdot Vs(x)}{ɣ}$$

$$= \frac{0.3260481 \times 0.562 \times 357.883 \times 0.0000427}{1.392E-05} = 201.097 \ \text{kN/m}$$

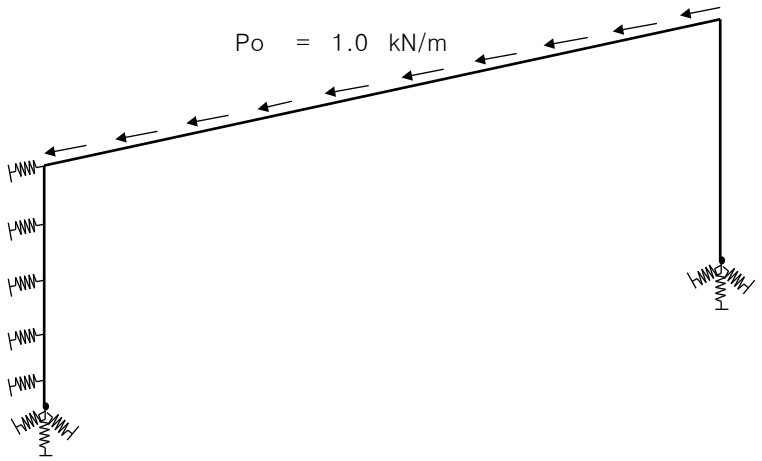
2) 교량 종점에서 시점방향(←)으로 탄성지진력 작용시

A. 해석방법

단일모드 스펙트럼 해석법 (Single-Mode Spectrum Analysis)

B. 정적처짐 $V_s(x)$ 산정

- 상부 슬래브에 교축방향으로 단위 길이당 1.0 kN/m 의 하중을 재하한다.



TRANSLATIONS AND ROTATIONS, IN GLOBAL COORDINATES

LOAD UNIT ----------

JOINT	UX	UZ	RY
13	4.196E-05	-1.279E-05	-2.911E-06
14	4.198E-05	-1.096E-05	-2.804E-06
15	4.205E-05	-6.030E-06	-2.394E-06
16	4.205E-05	-6.029E-06	-2.394E-06
17	4.269E-05	8.524E-06	-1.533E-06
18	4.269E-05	8.524E-06	-1.533E-06
19	4.269E-05	1.162E-05	-1.840E-06
20	4.269E-05	1.279E-05	-1.924E-06

• 종방향 최대변위 $V_s(x)$ = 0.0000051 m

C. α,β,ɣ 계산

$$- \alpha = \int_0^L Vs(x)\cdot dx$$

$$= 0.0000051 \times 21.346 = 0.0001095 \ m^2$$

$$- \beta = \int_0^L W(x)\cdot Vs(x)\cdot dx$$

$$= 357.883 \times 0.0000051 \times 21.346 = 0.0391747 \ kN\cdot m$$

$$- \gamma = \int_0^L W(x)\cdot V_s(x)^2\cdot dx$$

$$= 357.883 \times 0.0000051^2 \times 21.346 = 2.009E-07 \ kN\cdot m^2$$

D. 주기(T) 계산

$$- T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{Po\cdot g\cdot \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{2.009E-07}{1.0 \times 9.81 \times 0.0001095}} = 0.086 \ sec$$

E. 탄성지진 응답계수(Cs)

$$- Cs = 1.2\frac{A\cdot S}{T^{2/3}} = 1.2 \times \frac{0.154 \times 1.2}{0.086^{2/3}} = 1.139 > 2.5A = 0.385$$

$$\therefore Cs = 1.139$$

F. 지진하중

$$- Pe(x) = \frac{\beta\cdot Cs\cdot W(x)\cdot Vs(x)}{\gamma}$$

$$= \frac{0.0391747 \times 1.139 \times 357.883 \times 0.0000051}{2.009E-07} = 407.534 \ kN/m$$

5 .2 지진시 토압

- 가속도 계수 A = 0.154
- 연직 가속도계수 Kv = 0.000
- 수평 가속도계수 Kh = N·A = 1.0 × 0.154 = 0.154

여기서, N
- 교대의 변위가 구속 (경사말뚝시) : 1.5
- 교대의 변위가 중간 : 1.0
- 교대의 변위가 충분히 발생 : 0.5

5 .2.1 지진시 주동토압

1) 지진시 주동토압계수(Mononobe-Okabe)

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

= 0.363

여기서, ϕ : 흙의 내부 마찰각 (35 °)

Θ : $\mathrm{Tan}^{-1}\left(\frac{Kh}{1-Kv}\right)$ = 8.755 °

δ : 흙과 벽체 사이의 마찰각 (지진시 = 0)

i : 뒷채움 흙의 경사각 (i = 0)

β : 교대배면의 수직에 대한 각 (β = 0)

2) 전폭에 대한 지진시 토압

A. 교량 시점에서 종점방향(→)으로의 전폭에 대한 토압

$P_{AE} = 1 / 2\cdot K_{AE}\cdot\gamma\cdot H^2\cdot B$

= 1/2 × 0.363 × 20.000 × 10.050 ² × 10.900 = 3994.341 kN

B. 교량 종점에서 시점방향(←)으로의 전폭에 대한 토압

$P_{AE} = 1 / 2\cdot K_{AE}\cdot\gamma\cdot H^2\cdot B$

= 1/2 × 0.363 × 20.000 × 10.050 ² × 10.900 = 3994.341 kN

5 .2.2 주동토압

1) 주동토압계수

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

= 0.271

여기서, Θ = 0 ° : 벽배면과 연직면이 이루는 각

δ = 0 ° : 흙배면과 흙 사이의 벽면 마찰각

ϕ = 35 ° : 흙의 전단 저항각

α = 0 ° : 지표면과 수평면이 이루는 각

2) 전폭에 대한 토압

A. 교량 시점에서 종점방향(→)으로의 전폭에 대한 토압

$P_A = 1 / 2 \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot B$

$= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 10.050^2 \times 10.900 = 2983.403$ kN

B. 교량 종점에서 시점방향(←)으로의 전폭에 대한 토압

$P_A = 1 / 2 \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot B$

$= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 10.050^2 \times 10.900 = 2983.403$ kN

3) 지진시 주동토압 및 작용점

A. 교량 시점에서 종점방향(→)으로 작용시

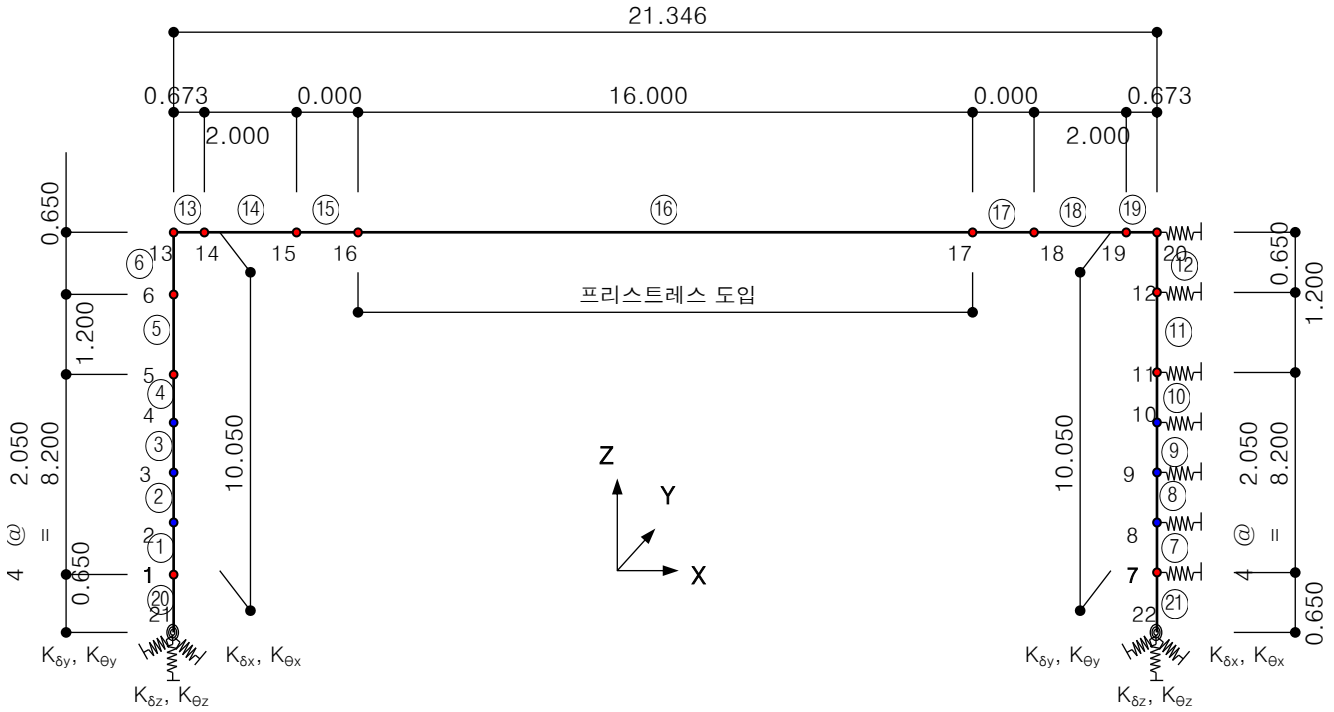
$\Delta P_{AE} = 3994.341 - 2983.403 = 1010.938$ kN ⇒ 0.6H에 작용

B. 교량 종점에서 시점방향(←)으로 작용시

$\Delta P_{AE} = 3994.341 - 2983.403 = 1010.938$ kN ⇒ 0.6H에 작용

5 .3 지진시 해석 모델

5 .3.1 모델링



※ 상기 모델링은 교량 시점에서 종점방향(→)으로 설계 지진력 발생시 종점 벽체의 스프링 표현.
교량 종점에서 시점방향(←)으로 설계 지진력 발생시 시점 벽체측에 스프링이 발생됨.

1) 절점좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	0.000	12	21.346	9.400
2	0.000	2.050	13	0.000	10.050
3	0.000	4.100	14	0.673	10.050
4	0.000	6.150	15	2.673	10.050
5	0.000	8.200	16	2.673	10.050
6	0.000	9.400	17	18.673	10.050
7	21.346	0.000	18	18.673	10.050
8	21.346	2.050	19	20.673	10.050
9	21.346	4.100	20	21.346	10.050
10	21.346	6.150	21	0.000	−0.650
11	21.346	8.200	22	21.346	−0.650

2) SPRING 계수

[본 강성은 교량 전폭 값]

구분 \ 강성		절점	X축 방향의 변위 강성 K_s, $K_{\delta x}$ (kN/m)	Y축 방향의 변위 강성 $K_{\delta y}$ (kN/m)	Z축 방향의 변위 강성 $K_{\delta z}$ (kN/m)	X축 방향의 회전 강성 $K_{\theta x}$ (kN·m/rad)	Y축 방향의 회전 강성 K_r, $K_{\theta y}$ (kN·m/rad)	Z축 방향의 회전 강성 $K_{\theta z}$ (kN·m/rad)
벽체시점	단위길이	–	69487.5	–	–	–	1189001.4	–
	0.975 m	13	67750.3	–	–	–	1159276.4	–
	0.925 m	6	64275.9	–	–	–	1099826.3	–
	1.625 m	5	112917.2	–	–	–	1932127.3	–
	2.050 m	2~4	142449.4	–	–	–	2437452.9	–
	1.350 m	1	93808.1	–	–	–	1605151.9	–
벽체종점	단위길이	–	69487.5	–	–	–	1189001.4	–
	0.975 m	20	67750.3	–	–	–	1159276.4	–
	0.925 m	12	64275.9	–	–	–	1099826.3	–
	1.625 m	11	112917.2	–	–	–	1932127.3	–
	2.050 m	8~10	142449.4	–	–	–	2437452.9	–
	1.350 m	7	93808.1	–	–	–	1605151.9	–
교대부 기초	시점	21	215071.5	169162.2	139860.7	5652219.1	4871371.3	6749208.9
	종점	22	215071.5	169162.2	139860.7	5652219.1	4871371.3	6749208.9

* 벽체강성은 부재 길이당 환산한 강성 적용.

3) 단면제원

[단면제원 = 상시 단면제원×폭원]

부재 번호	합성후 A(m^2)	합성후 Iy(m^4)	비 고 (단면)
16	7.1588	1.5067	프리플렉스 합성단면
15,17	7.1588	1.5067	빔 종점부
14,18 (변단면)	15.2698	2.1777	헌치 시점부
13,19	19.6298	4.6485	헌치 종점부
5~6	15.1343	2.0476	시점 벽체 상단부
1~4	14.1700	1.9956	시점 벽체 하단부
11~12	15.1343	2.0476	종점 벽체 상단부
7~10	14.1700	1.9956	종점 벽체 하단부

* 폭원 : 상부 = 10.900 m
시점 벽체 = 10.900 m 종점 벽체 = 10.900 m

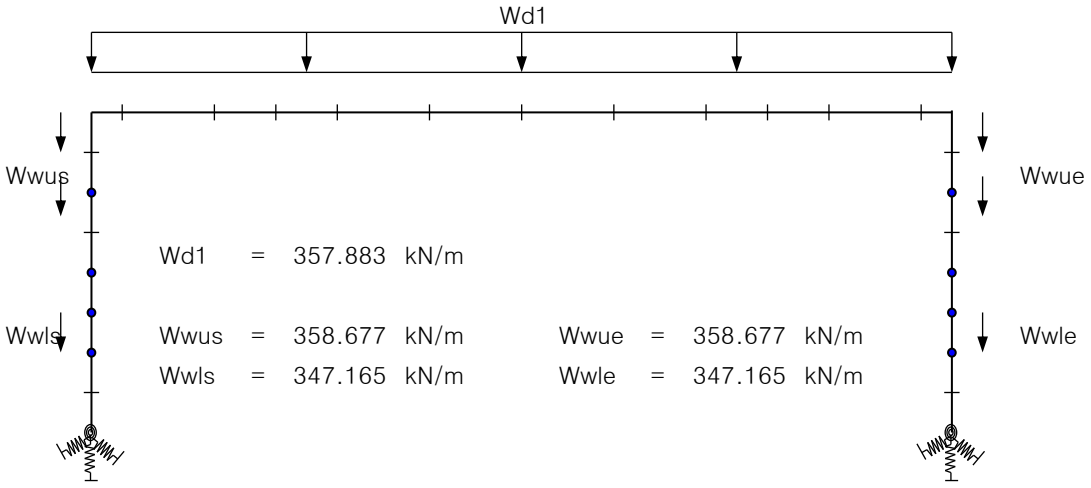
4) 지진해석을 위한 고정하중 산출

Wd1 = 357.883 kN/m
Wwus = 32.906 × 10.900 = 358.677 kN/m
Wwls = 31.850 × 10.900 = 347.165 kN/m
Wwue = 32.906 × 10.900 = 358.677 kN/m
Wwle = 31.850 × 10.900 = 347.165 kN/m

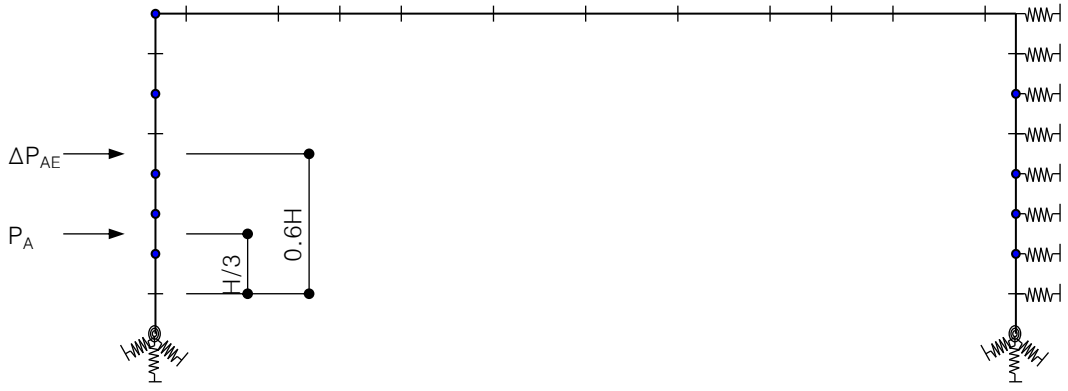
5 .3.2 하중재하

1) 교량 시점에서 종점방향(→)으로 작용시 하중재하

A. LOAD CASE 1 : 고정하중

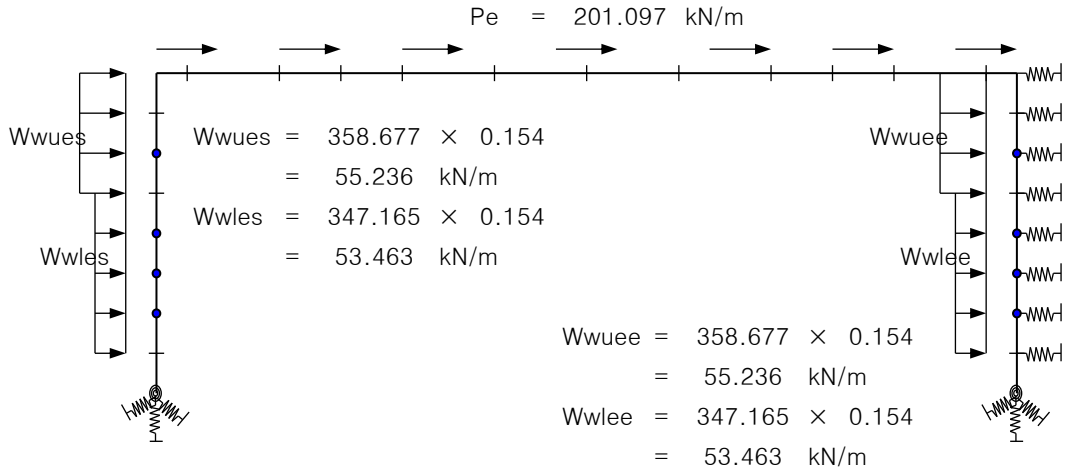


B. LOAD CASE 2 : 지진시 토압(편측재하)



ΔPAE = 1010.938 kN 0.6·H = 6.030 m
PA = 2983.403 kN H / 3 = 3.350 m

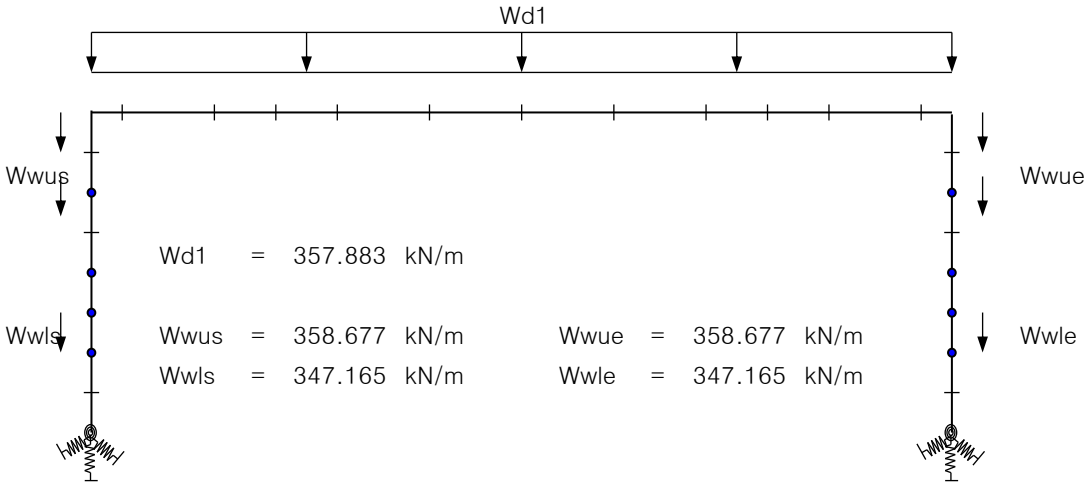
C. LOAD CASE 3 : 지진하중



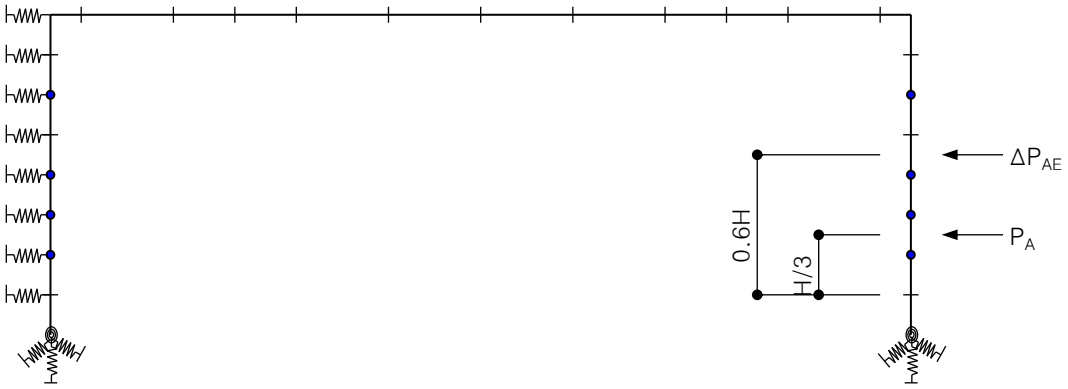
* 횡방향 강성이 대단히 크므로 종방향 지진력에 대해서만 고려.

2) 교량 종점에서 시점방향(←)으로 작용시 하중재하

A. LOAD CASE 1 : 고정하중



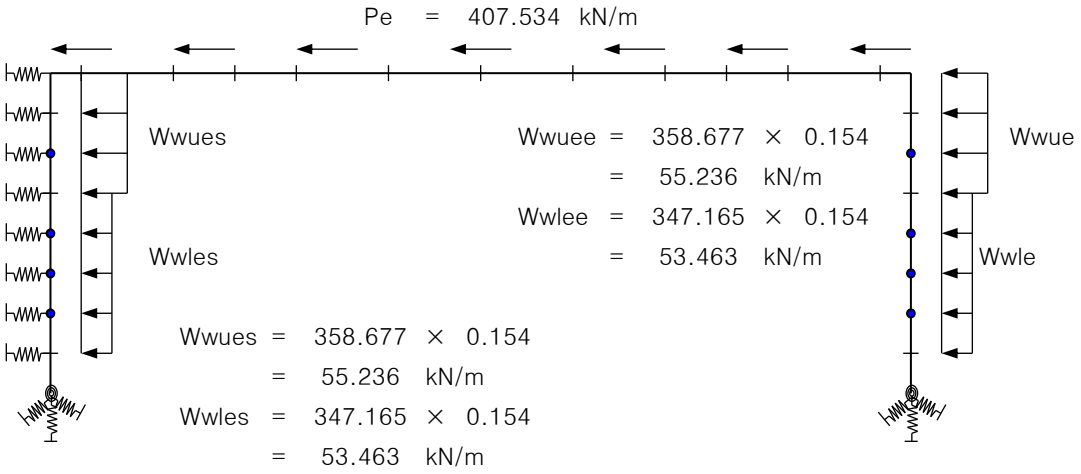
B. LOAD CASE 2 : 지진시 토압(편측재하)



ΔP_{AE} = 1010.938 kN 0.6·H = 6.030 m

P_A = 2983.403 kN H / 3 = 3.350 m

D. LOAD CASE 3 : 지진하중



* 횡방향 강성이 대단히 크므로 종방향 지진력에 대해서만 고려.

6 . 부재력 집계

6 .1 부재력 집계

6 .1.1 상시단면력

1) 내측거더 단면력

A. 합성전

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	휨모멘트(kN·m)		전단력(kN)		축력(kN)	
					극한하중	사용하중	극한하중	사용하중	극한하중	사용하중
벽 체 (시점부)	하단	1	1	Max.	-211.83	-156.91	-53.84	-39.88	-586.39	-434.36
				Min.	-211.83	-156.91	-53.84	-39.88	-586.39	-434.36
	중앙	1	3	Max.	229.65	170.11	-53.84	-39.88	-233.81	-173.19
				Min.	229.65	170.11	-53.84	-39.88	-233.81	-173.19
	상단	3	5	Max.	294.26	217.97	-53.84	-39.88	-180.50	-133.70
				Min.	294.26	217.97	-53.84	-39.88	-180.50	-133.70
벽 체 (종점부)	하단	2	2	Max.	211.83	156.91	53.84	39.88	-586.39	-434.36
				Min.	211.83	156.91	53.84	39.88	-586.39	-434.36
	중앙	2	4	Max.	-229.65	-170.11	53.84	39.88	-233.81	-173.19
				Min.	-229.65	-170.11	53.84	39.88	-233.81	-173.19
	상단	4	6	Max.	-294.26	-217.97	53.84	39.88	-180.50	-133.70
				Min.	-294.26	-217.97	53.84	39.88	-180.50	-133.70
슬래브	시점단부	7	7	Max.	-329.26	-243.89	-151.62	-112.31	-53.84	-39.88
				Min.	-329.26	-243.89	-151.62	-112.31	-53.84	-39.88
	헌치시점 (start)	8	9	Max.	70.23	52.02	-147.28	-109.10	-53.84	-39.88
				Min.	70.23	52.02	-147.28	-109.10	-53.84	-39.88
	헌치시점 (end)	12	12	Max.	70.23	52.02	147.28	109.10	-53.84	-39.88
				Min.	70.23	52.02	147.28	109.10	-53.84	-39.88
	종점단부	13	14	Max.	-329.26	-243.89	150.53	112.31	-53.84	-39.88
				Min.	-329.26	-243.89	150.53	112.31	-53.84	-39.88

B. 합성후

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	휨모멘트(kN·m)		전단력(kN)		축력(kN)	
					극한하중	사용하중	극한하중	사용하중	극한하중	사용하중
벽 체 (시점부)	하단	1	1	Max.	2267.12	1796.86	731.42	542.81	-344.11	0.00
				Min.	-1811.48	-1250.32	-163.31	-84.07	-923.23	-657.60
	중앙	1	3	Max.	2123.96	1528.20	-153.87	-27.12	-344.11	0.00
				Min.	-130.63	-247.62	-678.08	-468.74	-923.23	-657.60
	상단	3	5	Max.	2750.62	1992.17	-180.89	-49.63	-344.11	0.00
				Min.	318.01	-79.69	-750.13	-513.77	-923.23	-657.60
벽 체 (종점부)	하단	2	2	Max.	1811.48	1250.32	163.31	84.07	-344.11	0.00
				Min.	-2267.12	-1796.86	-731.42	-542.81	-923.23	-657.60
	중앙	2	4	Max.	130.63	247.62	678.08	468.74	-344.11	0.00
				Min.	-2123.96	-1528.20	153.87	27.12	-923.23	-657.60
	상단	4	6	Max.	-318.01	79.69	750.13	513.77	-344.11	0.00
				Min.	-2750.62	-1992.17	180.89	49.63	-923.23	-657.60
슬래브	시점단부	7	7	Max.	-513.24	8.54	-344.11	0.00	-192.44	-59.26
				Min.	-3183.27	-2294.28	-923.23	-657.60	-780.95	-533.03
	헌치시점 (start)	8	9	Max.	379.20	396.92	-149.54	-211.04	-211.04	-86.63
				Min.	-1408.72	-1006.33	-624.15	-742.63	-742.63	-505.66
	헌치시점 (end)	12	12	Max.	379.20	396.92	624.15	450.97	-211.04	-86.63
				Min.	-1408.72	-1006.33	149.54	0.00	-742.63	-505.66
	종점단부	13	14	Max.	-513.24	8.54	923.23	657.60	-192.44	-59.26
				Min.	-3183.27	-2294.28	344.11	0.00	-780.95	-533.03

C. 단면력 조합 (합성전 + 합성후)

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	휨모멘트(kN·m)		전단력(kN)		축력(kN)	
					극한하중	사용하중	극한하중	사용하중	극한하중	사용하중
벽 체 (시점부)	하단	1	1	Max.	2055.29	1639.95	677.58	502.93	-930.50	-434.36
				Min.	-2023.31	-1407.23	-217.15	-123.95	-1509.62	-1091.96
	중앙	1	3	Max.	2353.61	1698.31	-207.71	-67.00	-577.92	-173.19
				Min.	99.02	-77.51	-731.92	-508.62	-1157.04	-830.79
	상단	3	5	Max.	3044.88	2210.14	-234.73	-89.51	-524.61	-133.70
				Min.	612.27	138.28	-803.97	-553.65	-1103.73	-791.30
벽 체 (종점부)	하단	2	2	Max.	2023.31	1407.23	217.15	123.95	-930.50	-434.36
				Min.	-2055.29	-1639.95	-677.58	-502.93	-1509.62	-1091.96
	중앙	2	4	Max.	-99.02	77.51	731.92	508.62	-577.92	-173.19
				Min.	-2353.61	-1698.31	207.71	67.00	-1157.04	-830.79
	상단	4	6	Max.	-612.27	-138.28	803.97	553.65	-524.61	-133.70
				Min.	-3044.88	-2210.14	234.73	89.51	-1103.73	-791.30
슬래브	시점단부	7	7	Max.	-842.50	-235.35	-495.73	-112.31	-246.28	-99.14
				Min.	-3512.53	-2538.17	-1074.85	-769.91	-834.79	-572.91
	헌치시점 (start)	8	9	Max.	449.43	448.94	-296.82	-320.14	-264.88	-126.51
				Min.	-1338.49	-954.31	-771.43	-851.73	-796.47	-545.54
	헌치시점 (end)	12	12	Max.	449.43	448.94	771.43	560.07	-264.88	-126.51
				Min.	-1338.49	-954.31	296.82	109.10	-796.47	-545.54
	종점단부	13	14	Max.	-842.50	-235.35	1073.76	769.91	-246.28	-99.14
				Min.	-3512.53	-2538.17	494.64	112.31	-834.79	-572.91

2) 외측거더 단면력

A. 합성전

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	휨모멘트(kN·m)		전단력(kN)		축력(kN)	
					극한하중	사용하중	극한하중	사용하중	극한하중	사용하중
벽 체 (시점부)	하단	1	1	Max.	-211.83	-156.91	-53.84	-39.88	-586.39	-434.36
				Min.	-211.83	-156.91	-53.84	-39.88	-586.39	-434.36
	중앙	1	3	Max.	229.65	170.11	-53.84	-39.88	-233.81	-173.19
				Min.	229.65	170.11	-53.84	-39.88	-233.81	-173.19
	상단	3	5	Max.	294.26	217.97	-53.84	-39.88	-180.50	-133.70
				Min.	294.26	217.97	-53.84	-39.88	-180.50	-133.70
벽 체 (종점부)	하단	2	2	Max.	211.83	156.91	53.84	39.88	-586.39	-434.36
				Min.	211.83	156.91	53.84	39.88	-586.39	-434.36
	중앙	2	4	Max.	-229.65	-170.11	53.84	39.88	-233.81	-173.19
				Min.	-229.65	-170.11	53.84	39.88	-233.81	-173.19
	상단	4	6	Max.	-294.26	-217.97	53.84	39.88	-180.50	-133.70
				Min.	-294.26	-217.97	53.84	39.88	-180.50	-133.70
슬래브	시점단부	7	7	Max.	-329.26	-243.89	-151.62	-112.31	-53.84	-39.88
				Min.	-329.26	-243.89	-151.62	-112.31	-53.84	-39.88
	헌치시점 (start)	8	9	Max.	70.23	52.02	-147.28	-109.10	-53.84	-39.88
				Min.	70.23	52.02	-147.28	-109.10	-53.84	-39.88
	헌치시점 (end)	12	12	Max.	70.23	52.02	147.28	109.10	-53.84	-39.88
				Min.	70.23	52.02	147.28	109.10	-53.84	-39.88
	종점단부	13	14	Max.	-329.26	-243.89	150.53	112.31	-53.84	-39.88
				Min.	-329.26	-243.89	150.53	112.31	-53.84	-39.88

B. 합성후

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	휨모멘트(kN·m)		전단력(kN)		축력(kN)	
					극한하중	사용하중	극한하중	사용하중	극한하중	사용하중
벽 체 (시점부)	하단	1	1	Max.	2414.70	1861.20	778.30	563.25	-305.27	0.00
				Min.	-1625.82	-1116.19	-105.57	-42.35	-777.16	-564.38
	중앙	1	3	Max.	1829.72	1315.58	-106.99	-6.67	-305.27	0.00
				Min.	-222.81	-350.83	-620.34	-427.01	-777.16	-564.38
	상단	3	5	Max.	2387.58	1729.83	-134.01	-29.18	-305.27	0.00
				Min.	203.92	-207.44	-692.39	-472.04	-777.16	-564.38
벽 체 (종점부)	하단	2	2	Max.	1625.82	1116.19	105.57	42.35	-305.27	0.00
				Min.	-2414.70	-1861.20	-778.30	-563.25	-777.16	-564.38
	중앙	2	4	Max.	222.81	350.83	620.34	427.01	-305.27	0.00
				Min.	-1829.72	-1315.58	106.99	6.67	-777.16	-564.38
	상단	4	6	Max.	-203.92	207.44	692.39	472.04	-305.27	0.00
				Min.	-2387.58	-1729.83	134.01	29.18	-777.16	-564.38
슬래브	시점단부	7	7	Max.	-387.29	149.58	-305.27	0.00	-145.56	-38.82
				Min.	-2782.85	-2004.93	-777.16	-564.38	-723.21	-491.31
	헌치시점 (start)	8	9	Max.	452.36	424.08	-120.43	-183.88	-183.88	-66.19
				Min.	-1283.50	-915.96	-523.51	-684.90	-684.90	-463.94
	헌치시점 (end)	12	12	Max.	452.36	424.08	523.51	378.32	-183.88	-66.19
				Min.	-1283.50	-915.96	120.43	0.00	-684.90	-463.94
	종점단부	13	14	Max.	-387.29	149.58	777.16	564.38	-145.56	-38.82
				Min.	-2782.85	-2004.93	305.27	0.00	-723.21	-491.31

C. 단면력 조합 (합성전 + 합성후)

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	휨모멘트(kN·m)		전단력(kN)		축력(kN)	
					극한하중	사용하중	극한하중	사용하중	극한하중	사용하중
벽 체 (시점부)	하단	1	1	Max.	2202.87	1704.29	724.46	523.37	-891.66	-434.36
				Min.	-1837.65	-1273.10	-159.41	-82.23	-1363.55	-998.74
	중앙	1	3	Max.	2059.37	1485.69	-160.83	-46.55	-539.08	-173.19
				Min.	6.84	-180.72	-674.18	-466.89	-1010.97	-737.57
	상단	3	5	Max.	2681.84	1947.80	-187.85	-69.06	-485.77	-133.70
				Min.	498.18	10.53	-746.23	-511.92	-957.66	-698.08
벽 체 (종점부)	하단	2	2	Max.	1837.65	1273.10	159.41	82.23	-891.66	-434.36
				Min.	-2202.87	-1704.29	-724.46	-523.37	-1363.55	-998.74
	중앙	2	4	Max.	-6.84	180.72	674.18	466.89	-539.08	-173.19
				Min.	-2059.37	-1485.69	160.83	46.55	-1010.97	-737.57
	상단	4	6	Max.	-498.18	-10.53	746.23	511.92	-485.77	-133.70
				Min.	-2681.84	-1947.80	187.85	69.06	-957.66	-698.08
슬래브	시점단부	7	7	Max.	-716.55	-94.31	-456.89	-112.31	-199.40	-78.70
				Min.	-3112.11	-2248.82	-928.78	-676.69	-777.05	-531.19
	헌치시점 (start)	8	9	Max.	522.59	476.10	-267.71	-292.98	-237.72	-106.07
				Min.	-1213.27	-863.94	-670.79	-794.00	-738.74	-503.82
	헌치시점 (end)	12	12	Max.	522.59	476.10	670.79	487.42	-237.72	-106.07
				Min.	-1213.27	-863.94	267.71	109.10	-738.74	-503.82
	종점단부	13	14	Max.	-716.55	-94.31	927.69	676.69	-199.40	-78.70
				Min.	-3112.11	-2248.82	455.80	112.31	-777.05	-531.19

3) 합성전+합성후 최대단면력

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	휨모멘트(kN·m)		전단력(kN)		축력(kN)	
					극한하중	사용하중	극한하중	사용하중	극한하중	사용하중
벽 체 (시점부)	하단	1	1	Max.	2202.87	1704.29	724.46	523.37	-930.50	-434.36
				Min.	-2023.31	-1407.23	-217.15	-123.95	-1509.62	-1091.96
	중앙	1	3	Max.	2353.61	1698.31	-207.71	-67.00	-577.92	-173.19
				Min.	99.02	-180.72	-731.92	-508.62	-1157.04	-830.79
	상단	3	5	Max.	3044.88	2210.14	-234.73	-89.51	-524.61	-133.70
				Min.	612.27	138.28	-803.97	-553.65	-1103.73	-791.30
벽 체 (종점부)	하단	2	2	Max.	2023.31	1407.23	217.15	123.95	-930.50	-434.36
				Min.	-2202.87	-1704.29	-724.46	-523.37	-1509.62	-1091.96
	중앙	2	4	Max.	-99.02	180.72	731.92	508.62	-577.92	-173.19
				Min.	-2353.61	-1698.31	207.71	67.00	-1157.04	-830.79
	상단	4	6	Max.	-612.27	-138.28	803.97	553.65	-524.61	-133.70
				Min.	-3044.88	-2210.14	234.73	89.51	-1103.73	-791.30
슬래브	시점단부	7	7	Max.	-842.50	-235.35	-495.73	-112.31	-246.28	-99.14
				Min.	-3512.53	-2538.17	-1074.85	-769.91	-834.79	-572.91
	헌치시점 (start)	8	9	Max.	522.59	476.10	-296.82	-320.14	-264.88	-126.51
				Min.	-1338.49	-954.31	-771.43	-851.73	-796.47	-545.54
	헌치시점 (end)	12	12	Max.	522.59	476.10	771.43	560.07	-264.88	-126.51
				Min.	-1338.49	-954.31	296.82	109.10	-796.47	-545.54
	종점단부	13	14	Max.	-842.50	-235.35	1073.76	769.91	-246.28	-99.14
				Min.	-3512.53	-2538.17	494.64	112.31	-834.79	-572.91

6 .1.2 지진시 단면력(교량 시점에서 종점방향(→)으로 작용시)

1) 전폭에 대한 지진시 단면력(→)

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	축력 (kN)
벽 체 (시점부)	하단	1	1		1790.53	1858.60	-6959.72
	중앙	4	5		5010.90	-2574.14	-4112.97
	상단	5	6		8139.64	-2640.42	-3682.56
벽 체 (종점부)	하단	7	7		3823.07	1091.35	-7700.26
	중앙	10	11		-9454.64	3925.36	-4853.51
	상단	11	12		-14527.93	5221.52	-4423.09
슬래브	시점단부	13	13		-9867.58	-3449.42	-2676.33
	헌치시점 (start)	14	15		-1925.82	-2492.79	-3213.86
	헌치시점 (end)	18	18		-7850.13	3233.33	-6431.41
	종점단부	19	20		-17771.35	4189.95	-6968.94

2) 단위폭에 대한 지진시 단면력(→)

* 교폭 : 상부 = 10.900 m
시점벽체= 10.900 m
종점벽체= 10.900 m

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	축력 (kN)
벽 체 (시점부)	하단	1	1		164.27	170.51	-638.51
	중앙	4	5		459.72	-236.16	-377.34
	상단	5	6		746.76	-242.24	-337.85
벽 체 (종점부)	하단	7	7		350.74	100.12	-706.45
	중앙	10	11		-867.40	360.12	-445.28
	상단	11	12		-1332.84	479.04	-405.79
슬래브	시점단부	13	13		-905.28	-316.46	-245.53
	헌치시점 (start)	14	15		-176.68	-228.70	-294.85
	헌치시점 (end)	18	18		-720.20	296.64	-590.04
	종점단부	19	20		-1630.40	384.40	-639.35

6 .1.3 지진시 단면력(교량 종점에서 시점방향(←)으로 작용시)

1) 전폭에 대한 지진시 단면력(←)

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	축력 (kN)
벽 체 (시점부)	하단	1	1		-6396.73	-1444.94	-8067.70
	중앙	4	5		11151.68	-5887.59	-5220.95
	상단	5	6		18195.59	-7973.14	-4790.54
벽 체 (종점부)	하단	7	7		-3847.66	-2407.16	-6592.28
	중앙	10	11		-2569.84	2025.58	-3745.52
	상단	11	12		-5040.31	2091.86	-3315.11
슬래브	시점단부	13	13		-22158.90	-4557.40	-10826.99
	헌치시점 (start)	14	15		-11255.50	-3600.78	-9737.65
	헌치시점 (end)	18	18		547.90	2125.35	-3217.11
	종점단부	19	20		-6411.69	3081.97	-2127.77

2) 단위폭에 대한 지진시 단면력(←)

* 교폭 : 상부 = 10.900 m
시점벽체= 10.900 m
종점벽체= 10.900 m

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	축력 (kN)
벽 체 (시점부)	하단	1	1		-586.86	-132.56	-740.16
	중앙	4	5		1023.09	-540.15	-478.99
	상단	5	6		1669.32	-731.48	-439.50
벽 체 (종점부)	하단	7	7		-353.00	-220.84	-604.80
	중앙	10	11		-235.77	185.83	-343.63
	상단	11	12		-462.41	191.91	-304.14
슬래브	시점단부	13	13		-2032.93	-418.11	-993.30
	헌치시점 (start)	14	15		-1032.61	-330.35	-893.36
	헌치시점 (end)	18	18		50.27	194.99	-295.15
	종점단부	19	20		-588.23	282.75	-195.21

6 .1.4 지진시 적용단면력

(단위폭)

구분	위치	부재 번호	절점 번호	값	휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	축력 (kN)
벽 체 (시점부)	하단	1	1		-586.86	170.51	-740.16
	중앙	4	5		1023.09	-540.15	-478.99
	상단	5	6		1669.32	-731.48	-439.50
벽 체 (종점부)	하단	7	7		-353.00	-220.84	-706.45
	중앙	10	11		-867.40	360.12	-445.28
	상단	11	12		-1332.84	479.04	-405.79
슬래브	시점단부	13	13		-2032.93	-418.11	-993.30
	헌치시점 (start)	14	15		-1032.61	-330.35	-893.36
	헌치시점 (end)	18	18		-720.20	296.64	-590.04
	종점단부	19	20		-1630.40	384.40	-639.35

6 .1.5 적용단면력

구분	위치	값	휨모멘트(kN·m)		전단력(kN)		축력(kN)	
			극한하중	사용하중	극한하중	사용하중	극한하중	사용하중
벽 체 (시점부)	하단	Max.	2202.87	1704.29	724.46	523.37	-930.50	-434.36
		Min.	-2023.31	-1407.23	-217.15	-123.95	-1509.62	-1091.96
	중앙	Max.	2353.61	1698.31	-207.71	-67.00	-577.92	-173.19
		Min.	99.02	-180.72	-731.92	-508.62	-1157.04	-830.79
	상단	Max.	3044.88	2210.14	-234.73	-89.51	-524.61	-133.70
		Min.	612.27	138.28	-803.97	-553.65	-1103.73	-791.30
벽 체 (종점부)	하단	Max.	2023.31	1407.23	217.15	123.95	-930.50	-434.36
		Min.	-2202.87	-1704.29	-724.46	-523.37	-1509.62	-1091.96
	중앙	Max.	-99.02	180.72	731.92	508.62	-577.92	-173.19
		Min.	-2353.61	-1698.31	207.71	67.00	-1157.04	-830.79
	상단	Max.	-612.27	-138.28	803.97	553.65	-524.61	-133.70
		Min.	-3044.88	-2210.14	234.73	89.51	-1103.73	-791.30
슬래브	시점단부	Max.	-842.50	-235.35	-495.73	-112.31	-246.28	-99.14
		Min.	-3512.53	-2538.17	-1074.85	-769.91	-993.30	-572.91
	헌치시점(start)	Max.	522.59	476.10	-296.82	-320.14	-264.88	-126.51
		Min.	-1338.49	-954.31	-771.43	-851.73	-893.36	-545.54
	헌치시점(end)	Max.	522.59	476.10	771.43	560.07	-264.88	-126.51
		Min.	-1338.49	-954.31	296.82	109.10	-796.47	-545.54
	종점단부	Max.	-842.50	-235.35	1073.76	769.91	-246.28	-99.14
		Min.	-3512.53	-2538.17	494.64	112.31	-834.79	-572.91

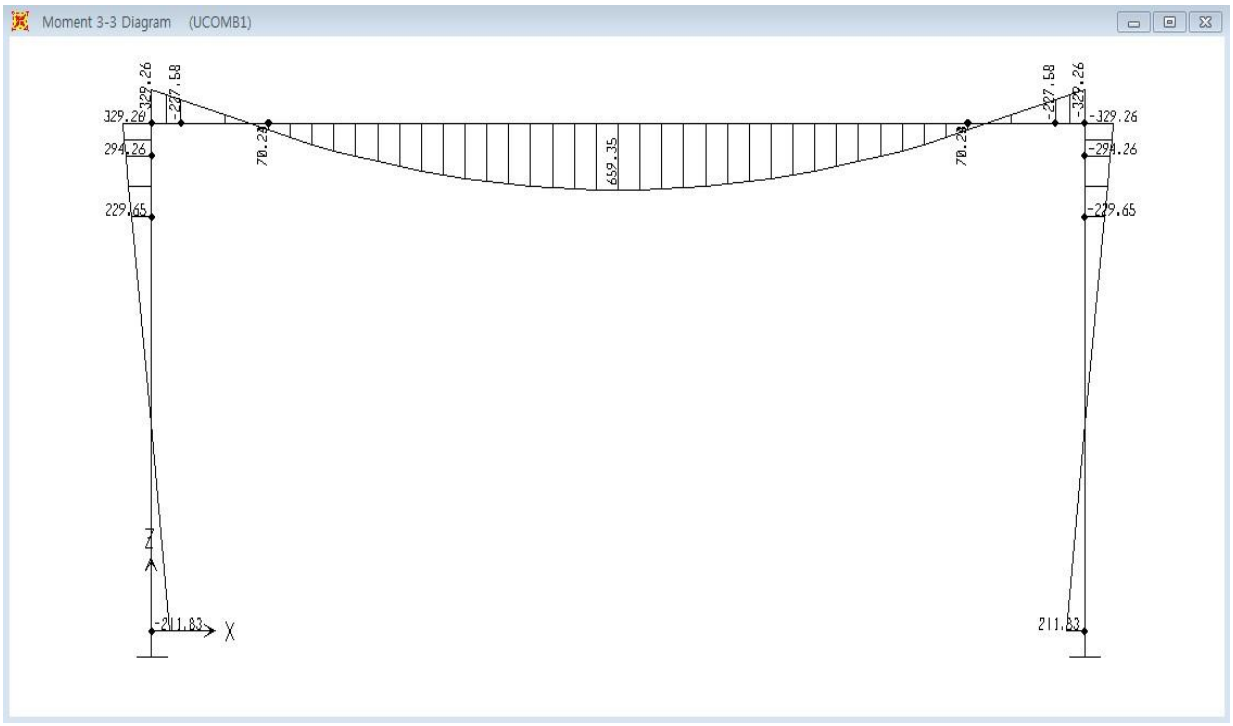
※ 극한하중 : Max(상시 단면력, 지진시 단위폭당 단면력)
사용하중 : 상시 단면력

6 .2 부재력도

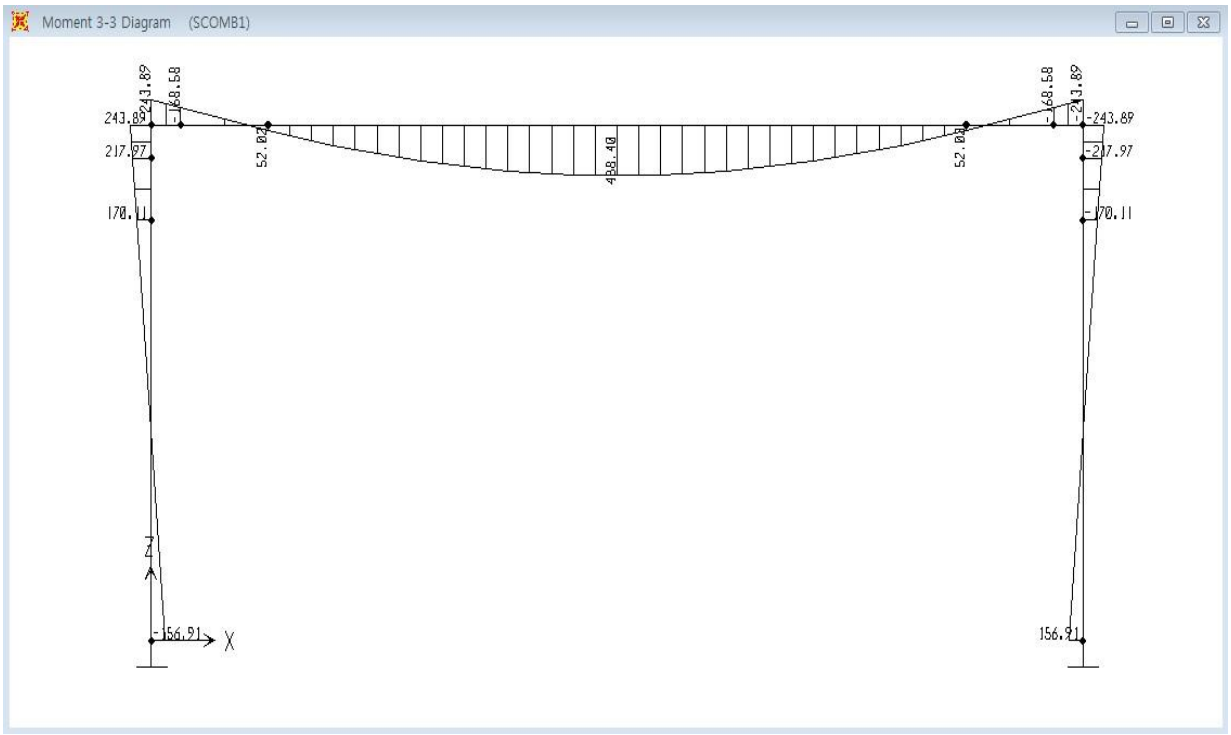
6 .2.1 상시단면력

A. 합성전

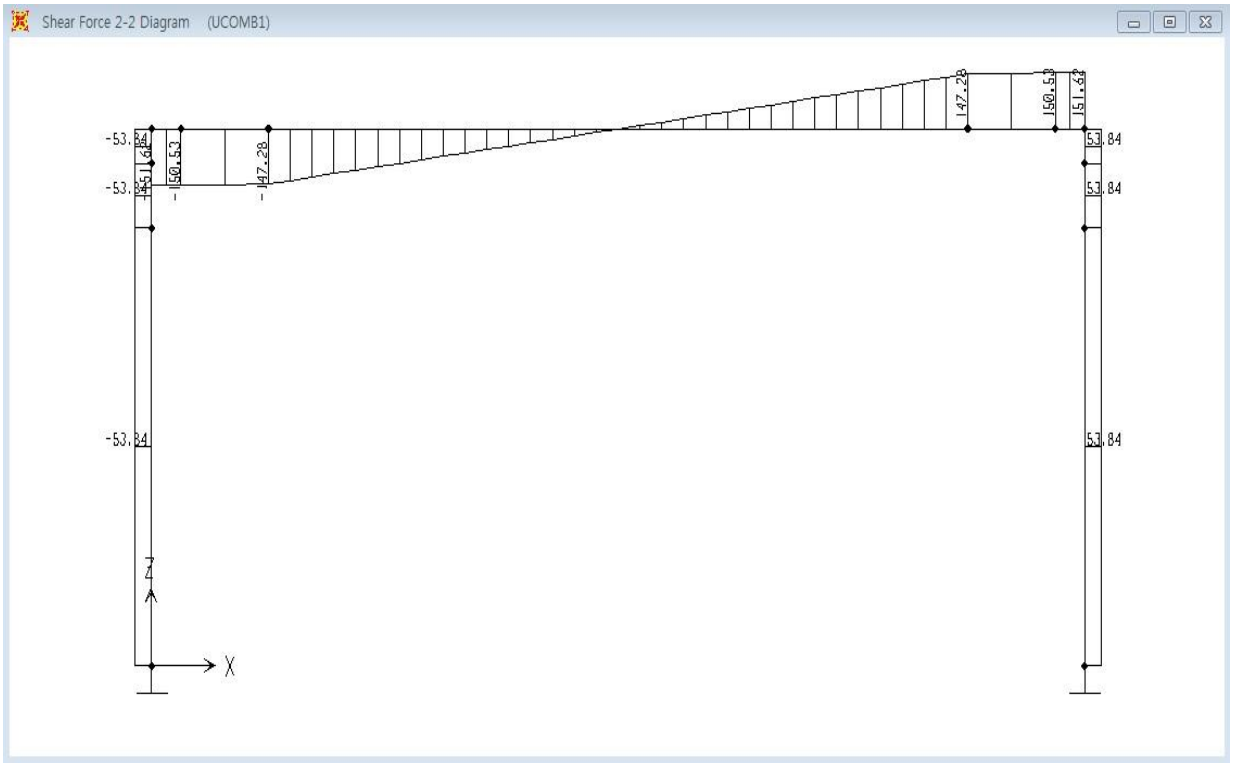
[B.M.D] – 철근량 검토



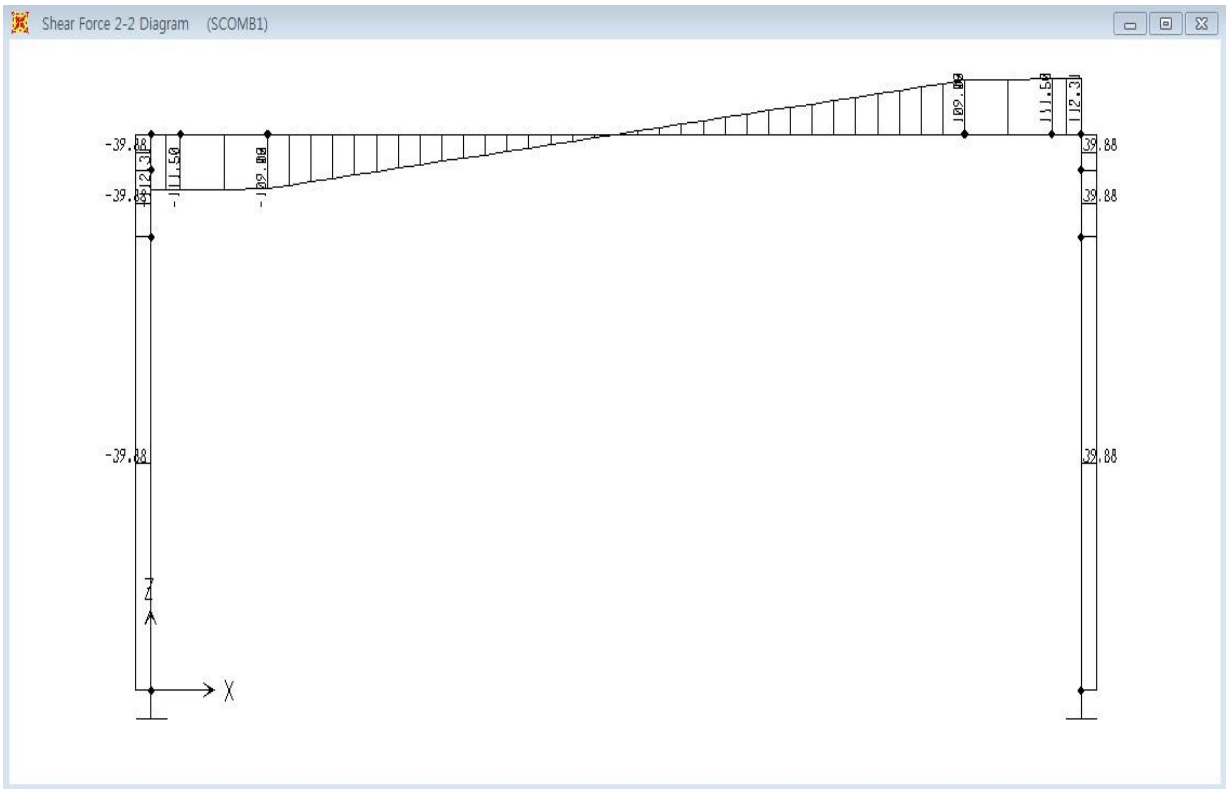
[B.M.D] – 사용성 검토



[S.F.D] – 철근량 검토

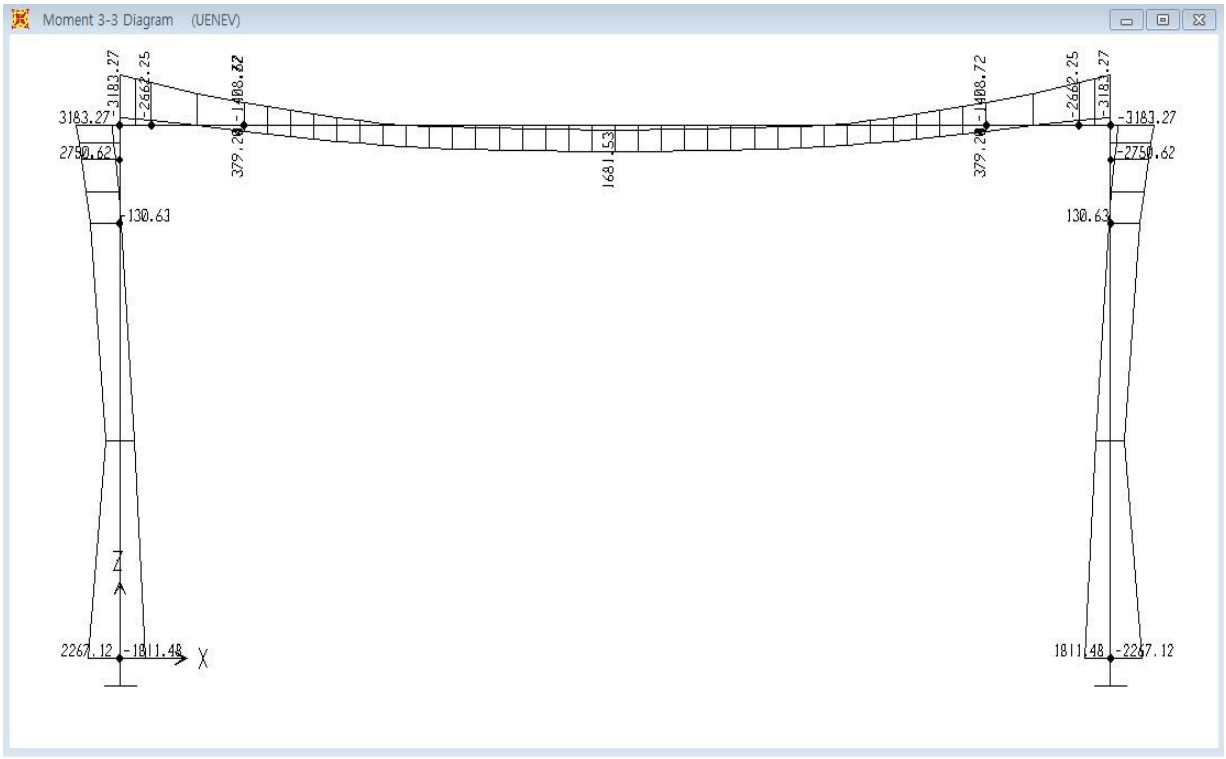


[S.F.D] – 사용성 검토

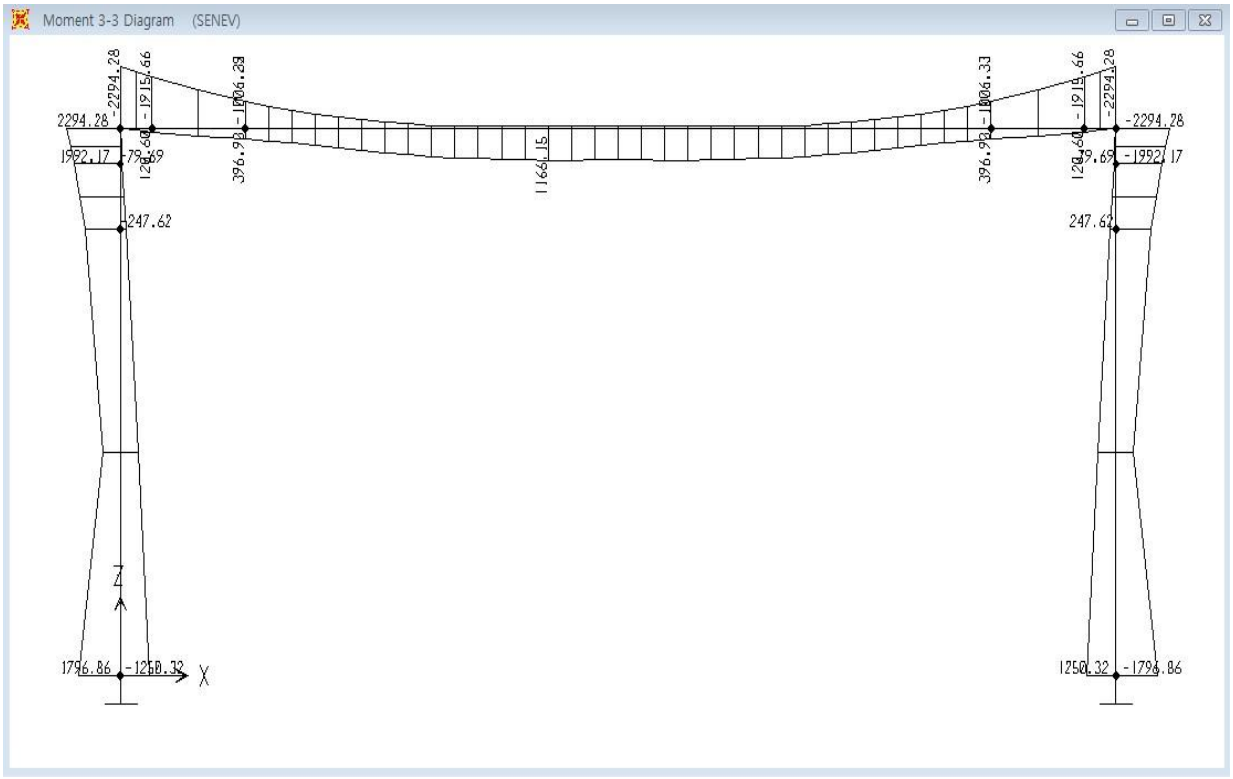


B. 합성후

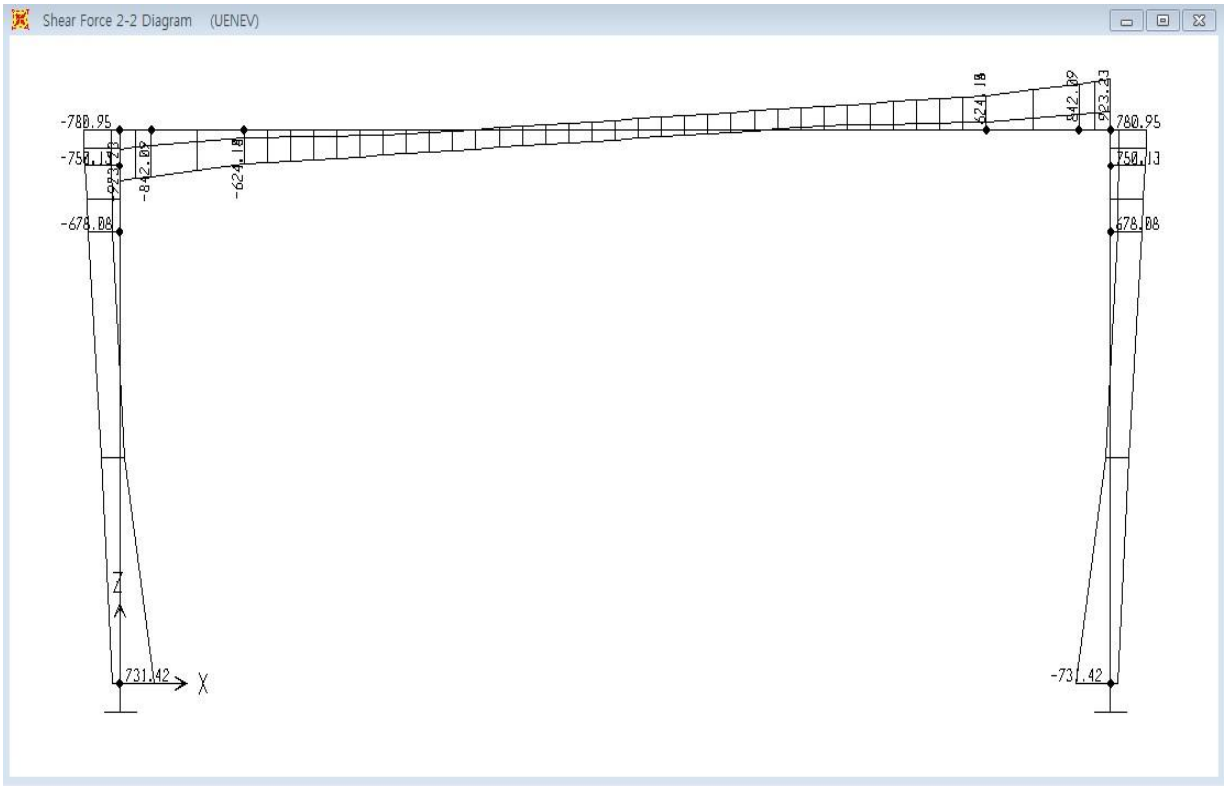
[B.M.D] – 극한하중 검토



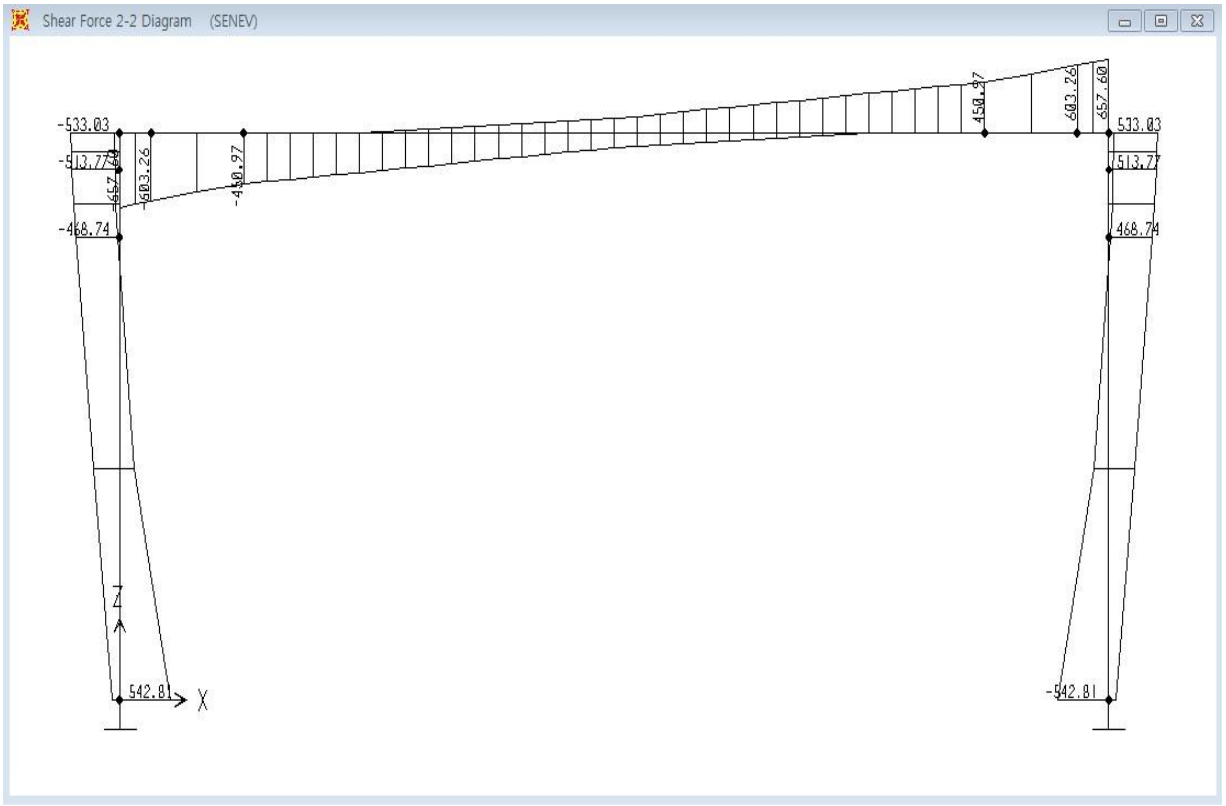
[B.M.D] – 사용하중 검토



[S.F.D] – 극한하중 검토



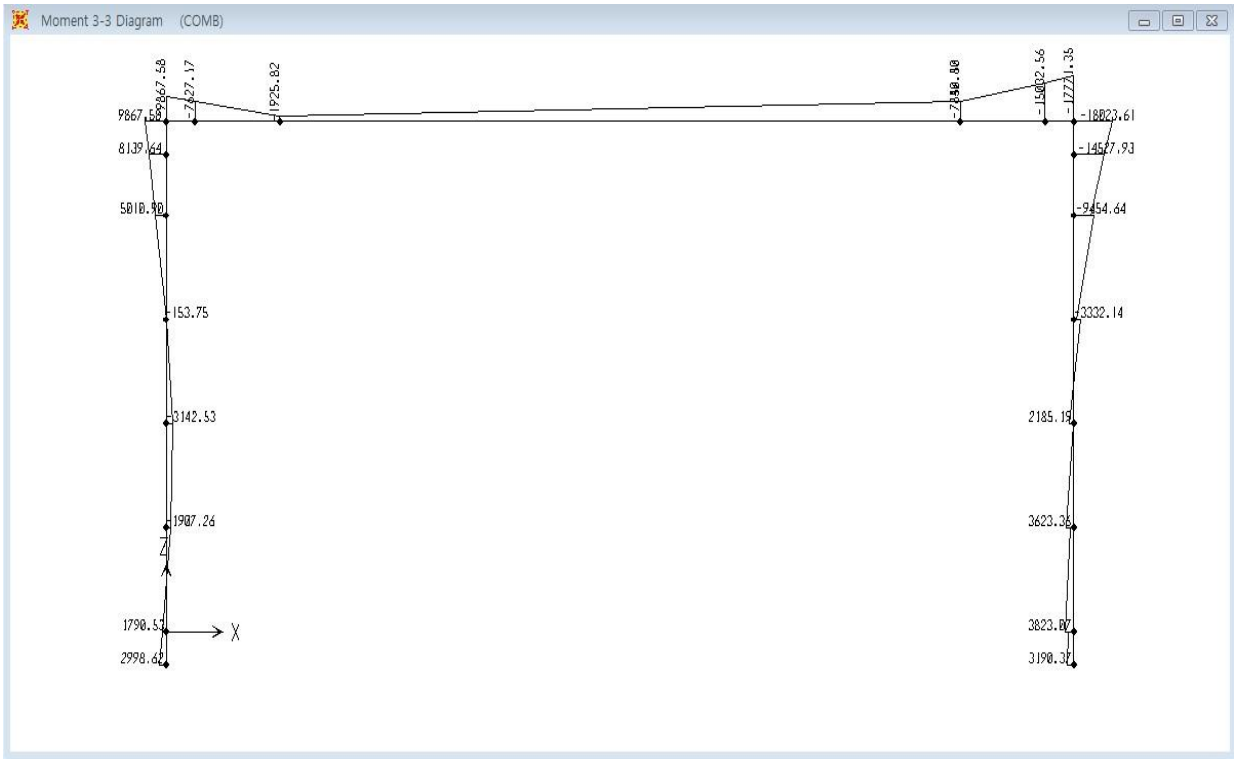
[S.F.D] – 사용하중 검토



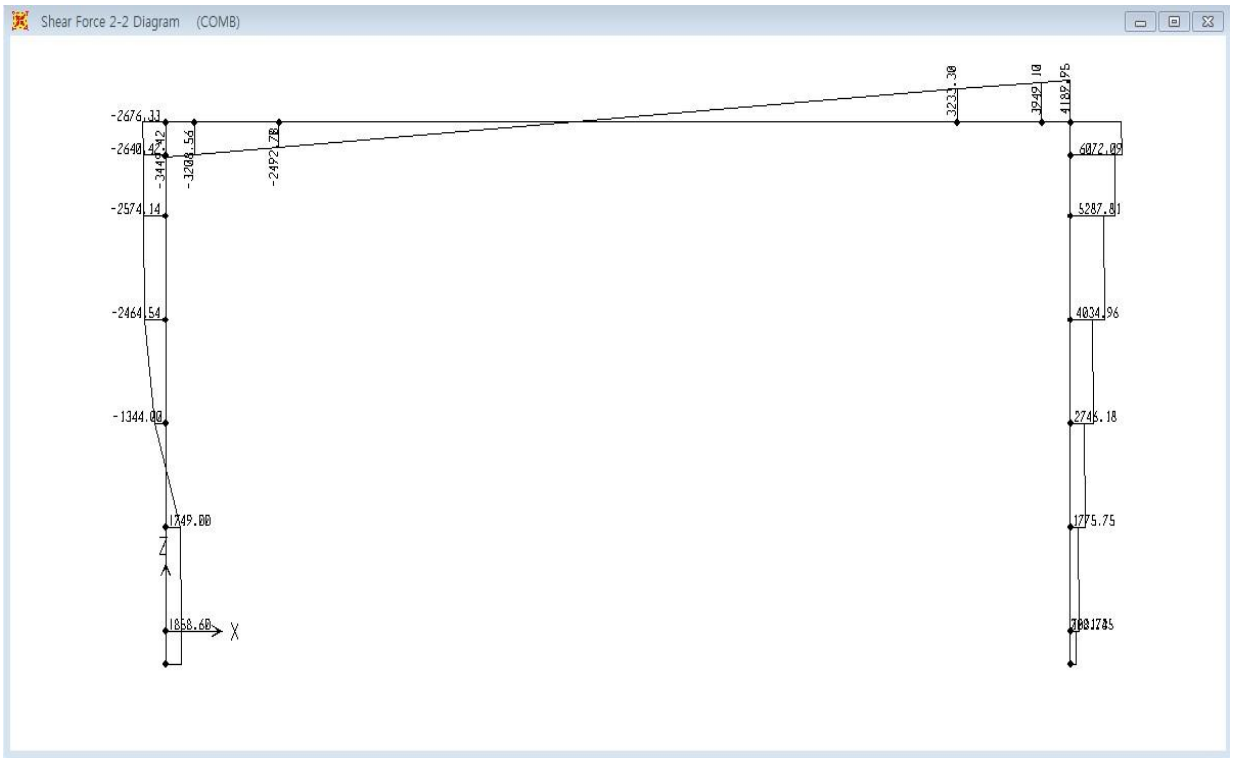
6 .2.2 지진시단면력

A. 교량 시점에서 종점방향(→)으로 작용시

[B.M.D]

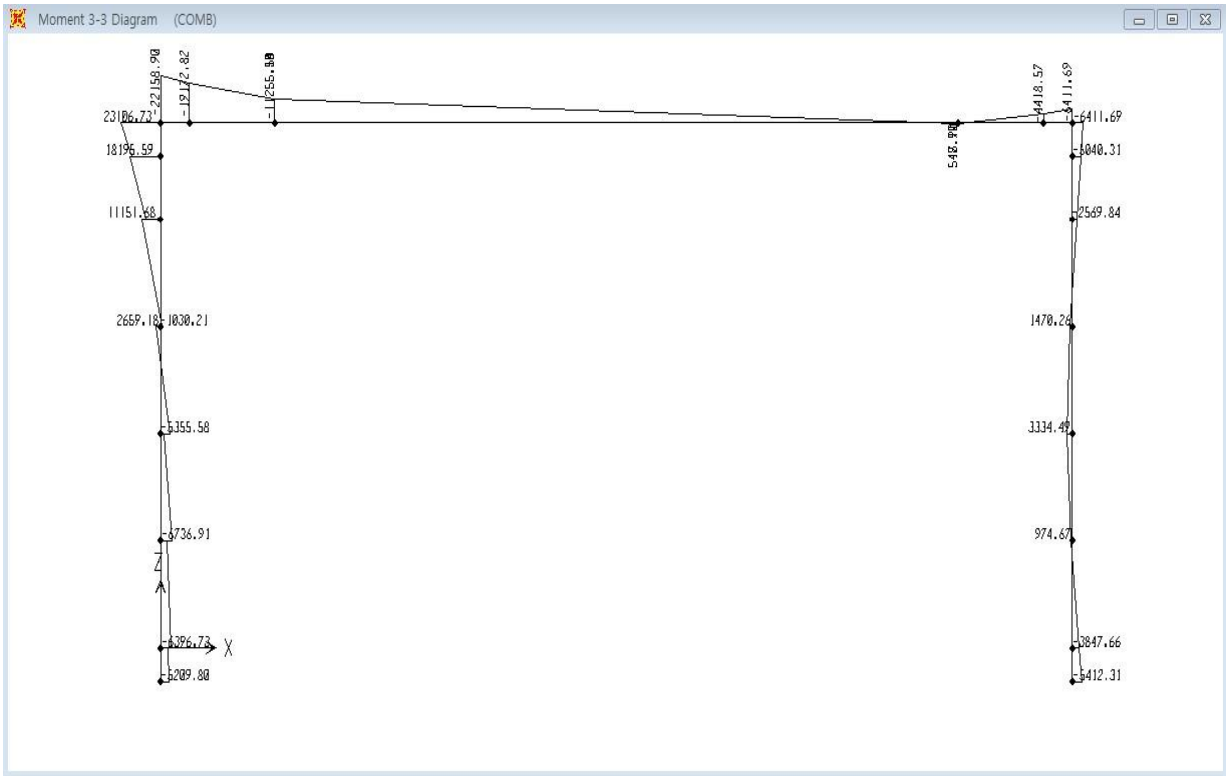


[S.F.D]

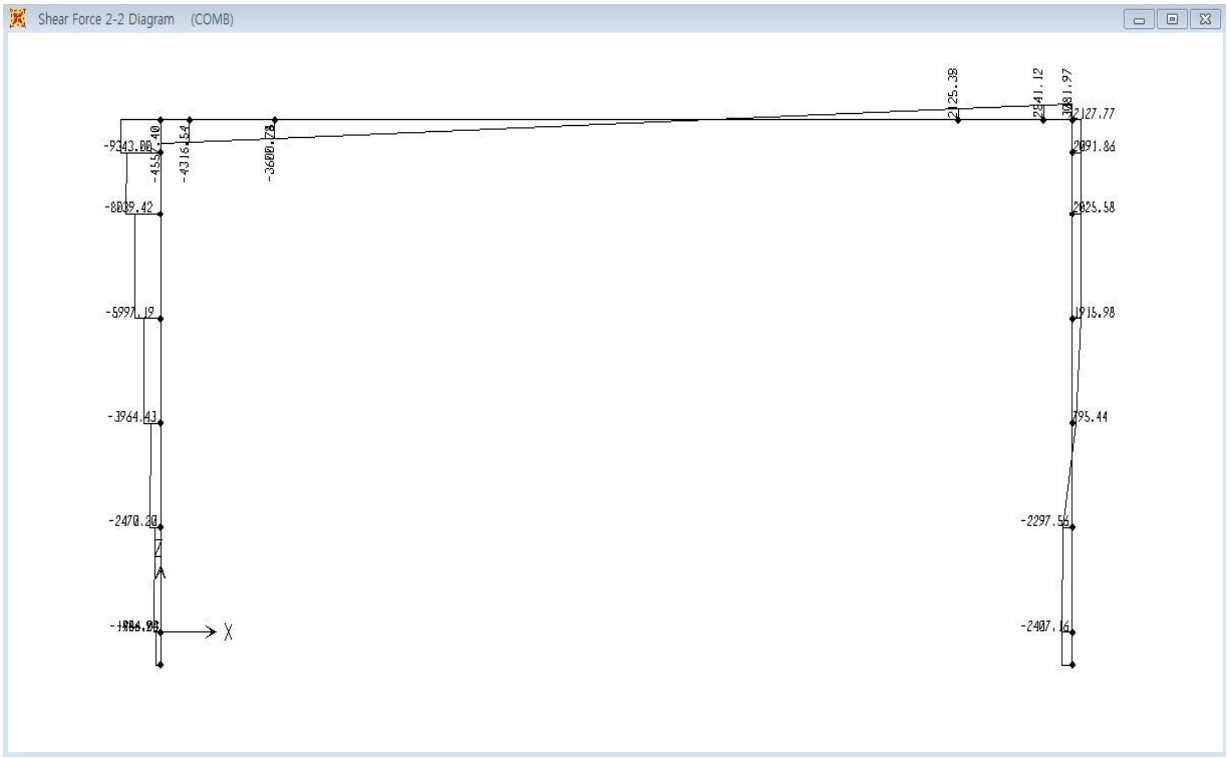


B. 교량 종점에서 시점방향(←)으로 작용시

[B.M.D]



[S.F.D]



7 . 단면검토

7 .1 강재의 환산

7.1.1 재료 및 단면특성

1) 재료특성

- 강재의 항복강도 : fsy = 355 MPa (SM 520)
- 철근의 항복강도 : fry = 400 MPa

2) 단면특성

- 주형수 : Npf = 5 EA
- 교폭 : Bt = 10.900 m

7.1.2 강재의 환산

1) 슬래브 강재의 환산

- 플랜지 강재면적

  Asf = 500 × 20 + 0 × 0

  = 10,000 mm² (단면도심에서 연단까지 거리 = 170 mm)

- 상부 플랜지 강재량을 단위m로 환산한 환산 단면적

  Asfc = 10,000 × 5 EA / 10.900 × (355 / 400) = 4,071 mm²/m

2) 벽체상단 강재의 환산

- 플랜지 강재면적

  Asf = 500 × 20 + 0 × 0

  = 10,000 mm² (단면도심에서 연단까지 거리 = 310 mm)

- 상부 플랜지 강재량을 단위m로 환산한 환산 단면적

  Asfc = 10,000 × 5 EA / 10.900 × (355 / 400) = 4,071 mm²/m

7 .2 단면검토

1) 슬래브 상단

① 검토 조건

Mu	3512.53	kN-m	Vu	1074.85	kN
fck	30	MPa	fy	400	MPa
H	1700	mm	B	1000	mm
D	1574.9	mm	dc	125.1	mm

β1 = 0.836 Φf = 0.90 Φv = 0.85

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근면적	적 합 유 무	비 고
mm	H25	125	1	4053.60	O.K	
강 재 환 산 단 면 적				4071.10		
TOTAL				8124.70 mm^2		

a = (As x fy)/ (0.85 x fck x b) = 127.446 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H − a/β1−dc_min) / (a/β1)

εt = 0.02888 > 0.004 (휨부재 최소허용변형률) ∴ **O.K. 휨부재임**

인장지배구간 ===> Φf = 0.90 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x (d − a/2)

= 0.90 x 8124.701 x 400 x (1574.9 − 127.446 / 2) / 1000000

= 4420.03 kN -m > Mu = 3512.53 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = 0.0148 As

As = Mu / (Φ x fy x (d-a/2), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 6387.01 mm^2

∴ a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = (6,387.01 x 400) / (0.9 x 30 x 1000)

= 94.622 mm

ρuse = As / (B x D) = 0.005

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy) = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 1574.9 = 5512.15 mm^2

As2 = = 4/3 x 6387.01 = 8516.01 mm^2

Asreq = 6387.01 mm^2

∴ ρuse > ρmin CASE이므로 O.K

③ 전단력 검토

Φv Vc = Φv x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x B x D

= 0.85 x 1/6 x $\sqrt{30}$ x 1000 x 1574.9 / 1000

= 1222.03 kN > Vu = 1074.85 kN

1/2Φv Vc= 611.01 kN < Vu = 1074.85 kN

∴ **최소전단철근이 필요함.**

** 전단철근 계산

Vs = (Vu − Φv Vc) / Φv

= (1074.85 − 1222.03) / 0.85

= −173.151 kN

전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 0.5d = 787.45 혹은 600 mm ∴ O.K

Av = (Vu − Φv Vc)s / (Φv x fy x d)

= (1074.85 − 1222.03) x 150 x 1000 / (0.85 x 400 x 1574.9)

= −41.229 mm^2

Avmin = (0.35 b s)/ fy

= (0.35 x 1000 x 150) / 400

= 131.25 mm^2

Avreq = 131.25 mm^2

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근면적	적 합 유 무
mm	H16	150	2	397.20	O.K

④ 사용성 검토

Mo = 2538.17 kN −m

n = Es / Ec = 200000 / 27515 = 7

ρ = As / (bd) = 0.00516

k = −nρ + √ ((nρ)² + 2nρ) = 0.235

j = 0.922

x = k x d = 370.1 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d−x/3))

= 2 x 2538.17 x 1000000 / (1000 x 370.1 x (1574.9 − 370.1 / 3))

= 9.449 MPa

fs = Mo / (As (d−x/3))

= 2538.17 x 1000000 / (8124.701 x (1574.9 − 370.1 / 3))

= 215.222 MPa

fst = fs (h − dcmin − x)/(d−x)

= 215.222 x (1700 − 80 − 370.1) / (1574.9 − 370.1)

= 223.279 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) − 2.5Cc , 300 (210/fst)] = 183.95 mm

여기서 Cc = 80 − 12.5 = 67.5 mm

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 183.95 mm ∴ O.K

2) 벽체 상단

① 검토 조건

Mu	3044.88	kN-m	Vu	803.97	kN
fck	30	MPa	fy	400	MPa
H	1433	mm	B	1000	mm
D	1229.55	mm	dc	203.78	mm

β1 = 0.836 Φf = 0.90 Φv = 0.85

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근면적	적 합 유 무	비 고
mm	H25	125	1	4053.60	O.K	
mm	H22	125	2	3096.80		
강 재 환 산 단 면 적				4071.10		
TOTAL				11221.50 mm^2		

a = (As x fy)/ (0.85 x fck x b) = 176.024 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H - a/β1-dc_min) / (a/β1)

εt = 0.01600 > 0.004 (휨부재 최소허용변형률) ∴ **O.K. 휨부재임**

인장지배구간 ===> Φf = 0.90 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x (d - a/2)

= 0.90 x 11221.50 x 400 x (1229.55 - 176.024 / 2) / 1000000

= 4611.53 kN -m > Mu = 3044.88 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = 0.0148 As

As = Mu / (Φ x fy x (d-a/2), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 7190.06 mm^2

∴ a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = (7,190.06 x 400) / (0.9 x 30 x 1000)

= 106.519 mm

ρuse = As / (B x D) = 0.009

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy) = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 1229.55 = 4303.44 mm^2

As2 = = 4/3 x 7190.06 = 9586.75 mm^2

Asreq = 7190.06 mm^2

∴ ρuse > ρmin CASE0이므로 O.K

③ 전단력 검토

$\Phi v\ Vc = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times B \times D$

$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1229.55 / 1000$

$= 954.06\ kN > Vu = 803.97\ kN$

∴ **전단철근이 필요없음.**

④ 사용성 검토

$Mo = 2210.14\ kN-m$

$n = Es / Ec = 200000 / 27515 = 7$

$\rho = As / (bd) = 0.00913$

$k = -n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)} = 0.299$

$j = 0.9$

$x = k \times d = 367.64\ mm$

$fc = 2\ Mo / (b \cdot x \cdot (d - x/3))$

$= 2 \times 2210.14 \times 1000000 / (1000 \times 367.64 \times (1229.55 - 367.64 / 3))$

$= 10.861\ MPa$

$fs = Mo / (As\ (d - x/3))$

$= 2210.14 \times 1000000 / (11221.5 \times (1229.55 - 367.64 / 3))$

$= 177.917\ MPa$

$fst = fs\ (h - dcmin - x)/(d - x)$

$= 177.917 \times (1433.33 - 100 - 367.64) / (1229.55 - 367.64)$

$= 199.339\ MPa$

최외단철근 소요중심간격

$s = Min\ [375\ (210/fst) - 2.5Cc\ ,\ 300\ (210/fst)] = 176.31\ mm$

여기서 $Cc = 100 - 12.5 = 87.5\ mm$

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 176.31 mm ∴ O.K

3) 벽체 연결부

① 검토 조건

Mu	2353.61	kN-m	Vu	731.92	kN
fck	30	MPa	fy	400	MPa
H	1300	mm	B	1000	mm
D	1180.4	mm	dc	119.6	mm

β1 = 0.836 Φf = 0.90 Φv = 0.85

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근면적	적 합 유 무	비 고
mm	H32	125	1	6353.60	O.K	
mm	H22	250	2	1548.40		
TOTAL				7902.00 mm^2		

a = (As x fy)/ (0.85 x fck x b) = 123.953 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H - a/β1-dc_min) / (a/β1)

εt = 0.02128 > 0.004 (휨부재 최소허용변형률) ∴ **O.K. 휨부재임**

인장지배구간 ===> Φf = 0.90 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x (d - a/2)

= 0.9 x 7902 x 400 x (1180.4 - 123.953 / 2) / 1000000

= 3181.60 kN -m > Mu = 2353.61 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = 0.0148 As

As = Mu / (Φ x fy x (d-a/2), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 5745.59 mm^2

∴ a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = (5,745.59 x 400) / (0.9 x 30 x 1000)

= 85.12 mm

ρuse = As / (B x D) = 0.007

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy) = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 1180.4 = 4131.40 mm^2

As2 = = 4/3 x 5745.59 = 7660.79 mm^2

Asreq = 5745.59 mm^2

∴ ρuse > ρmin CASE0이므로 O.K

③ 전단력 검토

Φv Vc = Φv x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x B x D

= 0.85 x 1/6 x $\sqrt{30}$ x 1000 x 1180.4 / 1000

= 915.92 kN > Vu = 731.92 kN

∴ **전단철근이 필요없음.**

④ 사용성 검토

Mo = 1698.31 kN -m

n = Es / Ec = 200000 / 27515 = 7

ρ = As / (bd) = 0.00669

k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.263

j = 0.912

x = k x d = 310.45 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 1698.31 x 1000000 / (1000 x 310.45 x (1180.4 - 310.45 / 3))

= 10.160 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 1698.31 x 1000000 / (7902 x (1180.4 - 310.45 / 3))

= 199.571 MPa

fst = fs (h - dcmin - x)/(d-x)

= 199.571 x (1300 - 100 - 310.45) / (1180.4 - 310.45)

= 204.067 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst)] = 175.9 mm

여기서 Cc = 100 - 16 = 84 mm

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 175.9 mm ∴ O.K

4) 벽체 외측

① 검토 조건

Mu	2202.87	kN-m	Vu	724.46	kN
fck	30	MPa	fy	400	MPa
H	1300	mm	B	1000	mm
D	1184.72	mm	dc	115.28	mm

β1 = 0.836 Φf = 0.90 Φv = 0.85

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근면적	적 합 유 무	비 고
mm	H32	125	1	6353.60	O.K	
mm	H19	250	1	1146.00		
TOTAL				7499.60 mm^2		

a = (As x fy)/ (0.85 x fck x b) = 117.641 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H - a/β1-dc_min) / (a/β1)

εt = 0.02258 > 0.004 (휨부재 최소허용변형률) ∴ **O.K. 휨부재임**

인장지배구간 ===> Φf = 0.90 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x (d - a/2)

= 0.9 x 7499.6 x 400 x (1184.72 - 117.641 / 2) / 1000000

= 3039.77 kN -m > Mu = 2202.87 kN -m ∴ **O.K**

** 사용철근비 검토

a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = 0.0148 As

As = Mu / (Φ x fy x (d-a/2), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 5343.34 mm^2

∴ a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = (5,343.34 x 400) / (0.9 x 30 x 1000)

= 79.161 mm

ρuse = As / (B x D) = 0.006

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy) = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 1184.72 = 4146.52 mm^2

As2 = = 4/3 x 5343.34 = 7124.45 mm^2

Asreq = 5343.34 mm^2

∴ ρuse > ρmin CASE0이므로 O.K

③ 전단력 검토

Φv Vc = Φv x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x B x D

= 0.85 x 1/6 x $\sqrt{30}$ x 1000 x 1184.72 / 1000

= 919.27 kN > Vu = 724.46 kN

∴ **전단철근이 필요없음.**

④ 사용성 검토

Mo = 1704.29 kN -m

n = Es / Ec = 200000 / 27515 = 7

ρ = As / (bd) = 0.00633

k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.257

j = 0.914

x = k x d = 304.47 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 1704.29 x 1000000 / (1000 x 304.47 x (1184.72 - 304.47 / 3))

= 10.335 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 1704.29 x 1000000 / (7499.6 x (1184.72 - 304.47 / 3))

= 209.790 MPa

fst = fs (h - dcmin - x)/(d-x)

= 209.790 x (1300 - 100 - 304.47) / (1184.72 - 304.47)

= 213.432 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst)] = 158.97 mm

여기서 Cc = 100 - 16 = 84 mm

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 158.97 mm ∴ O.K

5) 벽체 내측

① 검토 조건

Mu	2023.31	kN-m	Vu	724.46	kN
fck	30	MPa	fy	400	MPa
H	1300	mm	B	1000	mm
D	1176.85	mm	dc	123.15	mm

β1 = 0.836 Φf = 0.90 Φv = 0.85

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근면적	적 합 유 무	비 고
mm	H29	125	1	5139.20	O.K	
mm	H22	250	2	1548.40		
TOTAL				6687.60 mm^2		

a = (As x fy)/ (0.85 x fck x b) = 104.904 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H - a/β1-dc_min) / (a/β1)

εt = 0.02569 > 0.004 (휨부재 최소허용변형률) ∴ **O.K. 휨부재임**

인장지배구간 ===> Φf = 0.90 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x (d - a/2)

= 0.9 x 6687.6 x 400 x (1176.85 - 104.904 / 2) / 1000000

= 2707.03 kN -m > Mu = 2023.31 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = 0.0148 As

As = Mu / (Φ x fy x (d-a/2), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 4928.45 mm^2

∴ a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = (4,928.45 x 400) / (0.9 x 30 x 1000)

= 73.014 mm

ρuse = As / (B x D) = 0.006

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy) = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 1176.85 = 4118.98 mm^2

As2 = = 4/3 x 4928.45 = 6571.27 mm^2

Asreq = 4928.45 mm^2

∴ ρuse > ρmin CASE0이므로 O.K

③ 전단력 검토

$\Phi v\ Vc = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times B \times D$

$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1176.85 / 1000$

$= 913.17\ kN > Vu = 724.46\ kN$

∴ **전단철근이 필요없음.**

④ 사용성 검토

$Mo = 1407.23\ kN-m$

$n = Es / Ec = 200000 / 27515 = 7$

$\rho = As / (bd) = 0.00568$

$k = -n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)} = 0.245$

$j = 0.918$

$x = k \times d = 288.33\ mm$

$fc = 2\ Mo / (b \cdot x \cdot (d - x/3))$

$= 2 \times 1407.23 \times 1000000 / (1000 \times 288.33 \times (1176.85 - 288.33 / 3))$

$= 9.032\ MPa$

$fs = Mo / (As\ (d - x/3))$

$= 1407.23 \times 1000000 / (6687.6 \times (1176.85 - 288.33 / 3))$

$= 194.703\ MPa$

$fst = fs\ (h - dcmin - x)/(d - x)$

$= 194.703 \times (1300 - 100 - 288.33) / (1176.85 - 288.33)$

$= 199.776\ MPa$

최외단철근 소요중심간격

$s = Min\ [375\ (210/fst) - 2.5Cc\ ,\ 300\ (210/fst)] = 180.44\ mm$

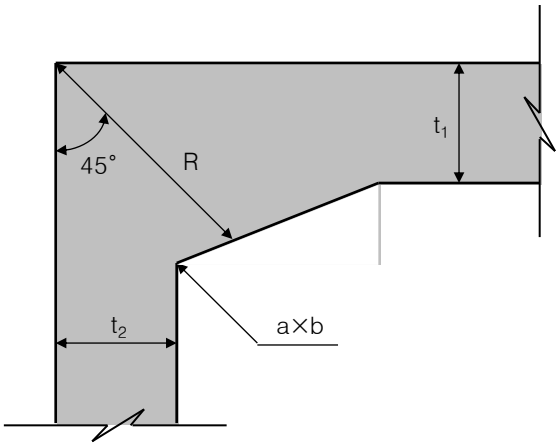
여기서 $Cc = 100 - 14.5 = 85.5\ mm$

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 180.44 mm ∴ O.K

8 . 우각부 및 배력철근 검토

8 .1 우각부 검토

[도로교 설계기준 P.4-200]



a	=	2000	mm	
b	=	400	mm	
t_1	=	1300	mm	
t_2	=	1300	mm	
w	=	1000	mm	
M_0	=	2538.170	kN· m	(사용하중)
f_{ck}	=	30	MPa	
f_{sa}	=	180	MPa	

$$R = \sqrt{2} \times \frac{a}{a + b} \times \left[t_2 + b + \left(t_1 \times \frac{b}{a} \right) \right]$$

$$= 2310 \quad mm$$

① 인장응력의 최대값

$$f_{t\,max} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times w}$$

$$= 2.378 \quad MPa \quad > \quad 0.13 \times \sqrt{f_{ck}} = 0.712 \quad MPa$$

∴ 우각부 보강철근 필요

② 보강철근량

$$req\ As = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = 12208.61 \quad mm^2$$

∴ 우각부철근량 : H 29 @ 125 = 5139.20 mm^2
H 29 @ 125 = 5139.20 mm^2
H 29 @ 125 = 5139.20 mm^2
$\sum$ = 15417.60 mm^2

∴ 보강철근량 $\sum$ = 15417.60 mm^2 > As req = 12208.61 mm^2 ∴ O.K

8 .2 배력철근 검토

① 상부 헌치부

[도로교 설계기준 P.4-161]

▷ 주철근이 차량 진행방향에 직각일 경우 배력철근은

120 / √(21.35) = 25.97 % 과 67 % 중 작은 값 이상 배근한다.

▷ 주철근이 차량 진행방향에 평행할 경우 배력철근은

55 / √(21.35) = 11.9 % 과 50 % 중 작은 값 이상 배근한다.

- 요구 주철근 : 6387.01 mm^2
- 배력 철근량 : 6387.01 × 0.119 = 760.054 mm^2

[도로교 설계기준 P.4-46]

▷ 노출면에 양방향에 단위m당 300mm^2 이상 배근한다.

- 배력 철근량 : = 300.000 mm^2

[철도설계기준(노반편), p.10-35]

▷ 건조수축 및 온도철근 기준 : 0.0015hs (h는 부재의두께, s는 온도철근의 간격)

단, h가 1.2m를 초과하는 경우에는 h를 1.2m보다 크게 취할 필요는 없다.

- 배력 철근량 : 0.0015 × 1200 × 150 = 270.000 mm^2

[철도설계기준(노반편), p.10-34]

▷ 건조수축 및 온도철근 기준 : h는 부재의 두께, b는 부재의 폭

┌ 0.002hb - 철근의 설계기준강도가 400MPa이하

└ 0.002 x 400 / fy - 0.0035의 항복변형률에서 측정한 철근의 설계기준항복강도가 400MPa를 초과시

단, 어떤경우에도 0.0014hb이상이어야하고, 위에 요구된 온도철근의 단면적이 1800mm^2보다 클 필요는 없다.

- 배력 철근량 : 0.002 × 1200 × 1000 = 2400.000 mm^2 ①
  = 1800.000 mm^2 ②
  min (①,②) = 1800.000 mm^2

∴ USE As

압축부	:	H	16	@	150	=	1324.000 mm^2	
인장부	:	H	16	@	150	=	1324.000 mm^2	> 760.054 mm^2
					계	=	2648.000 mm^2	> 1800.000 mm^2

∴ O.K

② 벽 체

[도로교 설계기준 P.4-46]

▷ 노출면에 양방향에 단위m당 300mm^2 이상 배근한다.

• 배력 철근량 : = 300.000 mm^2

[철도설계기준(노반편), p.10-35]

▷ 건조수축 및 온도철근 기준 : 0.0015hs (h는 부재의두께, s는 온도철근의 간격)

단, h가 1.2m를 초과하는 경우에는 h를 1.2m보다 크게 취할 필요는 없다.

• 배력 철근량 : 0.0015 × 1200 × 150 = 270.000 mm^2

[철도설계기준(노반편), p.10-34]

▷ 건조수축 및 온도철근 기준 : h는 부재의 두께, b는 부재의 폭

┌ 0.002hb - 철근의 설계기준강도가 400MPa이하

└ 0.002 x 400 / fy - 0.0035의 항복변형률에서 측정한 철근의 설계기준항복강도가 400MPa를 초과시

단, 어떤경우에도 0.0014hb이상이어야하고, 위에 요구된 온도철근의 단면적이 1800mm^{2}보다 클 필요는 없다.

• 배력 철근량 : 0.002 × 1200 × 1000 = 2400.000 mm^2 ①

= 1800.000 mm^2 ②

min (①,②) = 1800.000 mm^2

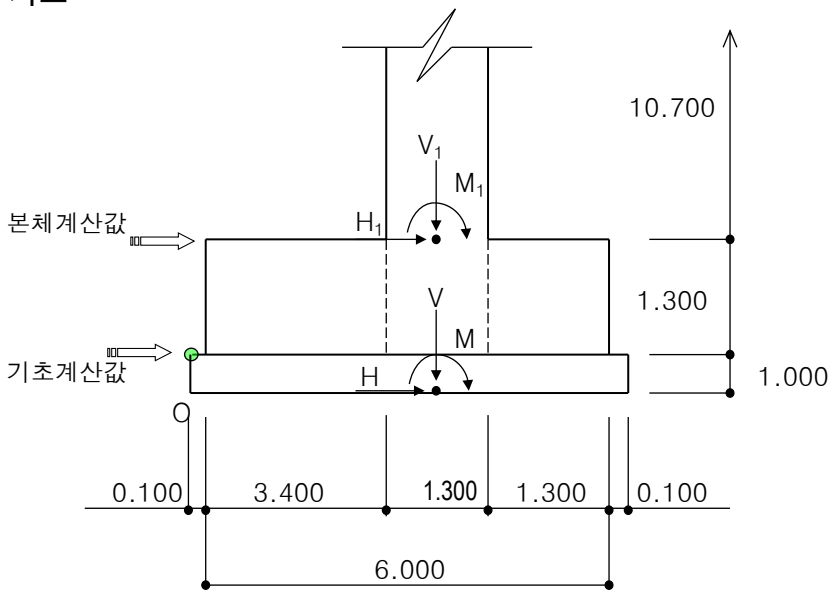
∴ USE As

압축부	:	H	16	@	150	=	1324.000 mm^2	
인장부	:	H	16	@	150	=	1324.000 mm^2	
					계	=	2648.000 mm^2	> 1800.000 mm^2

∴ O.K

9. 직접기초의 안정검토 및 기초 설계

9-1. 교대1 기초



- FOOTING의 자중 : 24.5 × 1.300 × 6.000 = 191.100 kN/m
- MASS CON'C의 자중 : 23.0 × 1.000 × 6.200 = 142.600 kN/m
- 뒷채움 흙의 자중 : 20.0 × 3.400 × 10.700 = 727.600 kN/m
- 과재하중 50.0 × 3.400 = 170.000 kN/m

(1) 상시 부재력 집계

구 분	H (kN)	V (kN)	"O"점까지 거리	M (kN·m)
FOOTING 자중		191.100	3.000	573.300
뒷채움 흙		727.600	1.700	1236.920
과재하중		170.000	1.700	289.000
합성전 반력	-39.881		1.300	-51.845
		434.360	4.150	1802.596
				-156.910
∑	**-39.881**	**1523.060**		**3693.061**

(2) 지진시 부재력 집계 (기초 전폭에 대한 단면력 / 기초전폭)

구 분	H (kN)	V (kN)	"O"점까지 거리	M (kN·m)
FOOTING 자중		191.100	3.000	573.300
	29.429		1.650	48.558
뒷채움 흙		727.600	1.700	1236.920
	112.05		7.650	857.183
∑	**141.479**	**918.700**		**2715.960**

(3) 부재력의 합성

- $H_2 = H_1 + H$
- $V_2 = V_1 + V$
- $M_2 = M_1 + M + H_1 \times$ 기초높이 $+ V_1 \times$ (뒷굽길이+벽체두께/2)

* H1, V1, M1은 SAP OUTPUT [사용하중시 반력] 참조.

LOAD CASE	절점1 반력			합 성 부 재 력			비 고
	H_1	V_1	M_1	H_2	V_2	M_2	
1	414.796	258.680	618.567	374.915	1781.741	5898.518	
2	163.069	258.680	169.664	123.188	1781.741	5122.369	
3	327.992	530.551	345.393	288.111	2053.612	6613.576	
4	295.696	443.411	232.124	255.815	1966.471	6105.403	
5	76.265	530.551	-103.510	36.384	2053.612	5837.427	
6	43.968	443.411	-216.779	4.087	1966.471	5329.254	
7	437.273	598.980	1042.038	397.392	2122.041	7729.425	
8	186.415	374.982	-464.521	146.534	1898.042	4989.554	
9	185.546	598.980	593.135	145.665	2122.041	6953.276	
10	-65.312	374.982	-913.424	-105.193	1898.042	4213.405	
11	331.246	547.267	425.601	291.365	2070.327	6765.713	
12	298.950	426.695	-44.474	259.069	1949.756	5765.338	
13	354.060	547.267	849.901	314.179	2070.327	7219.670	
14	321.764	426.695	379.825	281.883	1949.756	6219.295	
15	79.519	547.267	-23.302	39.638	2070.327	5989.564	
16	47.223	426.695	-493.378	7.342	1949.756	4989.189	
17	102.333	547.267	400.997	62.452	2070.327	6443.521	
18	70.037	426.695	-69.079	30.156	1949.756	5443.146	
19	440.527	615.696	1122.247	400.646	2138.756	7881.561	
20	189.669	358.266	-741.120	149.788	1881.327	4649.489	
21	463.341	615.696	1546.546	423.460	2138.756	8335.518	
22	212.483	358.266	-316.821	172.602	1881.327	5103.446	
23	188.800	615.696	673.344	148.919	2138.756	7105.412	
24	-62.058	358.266	-1190.023	-101.939	1881.327	3873.340	
25	211.614	615.696	1097.643	171.733	2138.756	7559.369	
26	-39.244	358.266	-765.724	-79.125	1881.327	4327.297	
27	503.455	0.000	897.806	463.574	1523.060	5245.359	
28	251.728	0.000	448.903	211.847	1523.060	4469.210	
29	416.651	271.871	624.632	376.770	1794.932	5960.417	
30	384.355	184.731	511.364	344.474	1707.791	5452.244	
31	164.923	271.871	175.729	125.042	1794.932	5184.268	
32	132.627	184.731	62.460	92.746	1707.791	4676.095	
33	525.932	340.300	1321.278	486.051	1863.361	7076.266	
34	275.074	116.301	-185.282	235.193	1639.362	4336.396	
35	274.204	340.300	872.374	234.323	1863.361	6300.117	
36	23.346	116.301	-634.185	-16.535	1639.362	3560.247	

LOAD CASE	절점1 반력			합 성 부 재 력			비 고
	H_1	V_1	M_1	H_2	V_2	M_2	
37	419.905	288.587	704.841	380.024	1811.647	6112.554	
38	387.609	168.015	234.765	347.728	1691.076	5112.179	
39	442.719	288.587	1129.140	402.838	1811.647	6566.511	
40	410.423	168.015	659.064	370.542	1691.076	5566.136	
41	168.177	288.587	255.938	128.296	1811.647	5336.405	
42	135.881	168.015	-214.138	96.000	1691.076	4336.030	
43	190.991	288.587	680.237	151.110	1811.647	5790.362	
44	158.695	168.015	210.161	118.814	1691.076	4789.987	
45	529.186	357.016	1401.486	489.305	1880.076	7228.402	
46	278.328	99.586	-461.880	238.447	1622.646	3996.330	
47	552.000	357.016	1825.785	512.119	1880.076	7682.359	
48	301.142	99.586	-37.581	261.261	1622.646	4450.287	
49	277.458	357.016	952.583	237.577	1880.076	6452.253	
50	26.600	99.586	-910.784	-13.281	1622.646	3220.181	
51	300.272	357.016	1376.882	260.391	1880.076	6906.210	
52	49.414	99.586	-486.485	9.533	1622.646	3674.138	
E	85.433	921.278	468.336	226.912	1839.978	7026.535	지진시

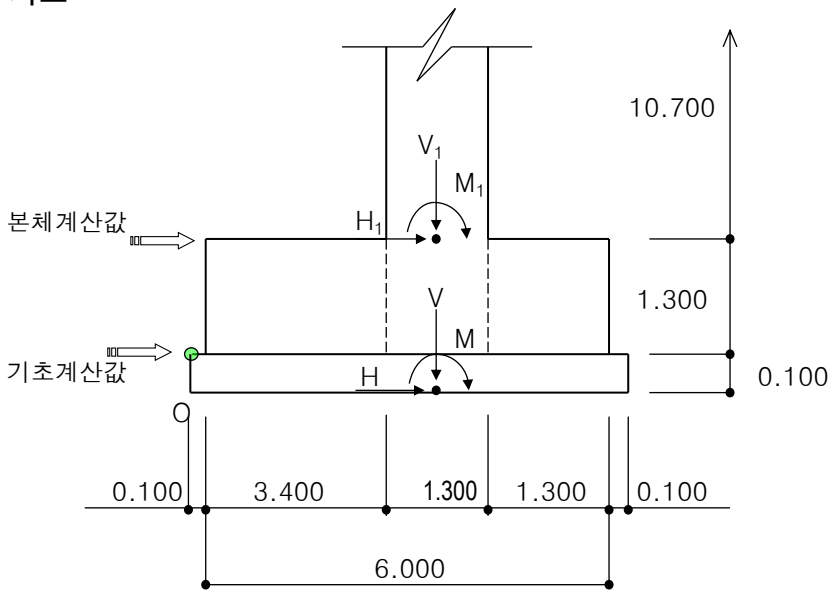
(4) 지지력의 산정

- d = M_2 / V_2
- e = | 기초폭 / 2 − d |
- x = 3 x [기초폭 / 2 − e]
- V' = V_2 + MASS CON'C의 자중
- x > 기초폭 이면 "사다리꼴 분포" 지지력 = (V / B) x (1 + 6e / B)
- x < 기초폭 이면 "삼각형 분포" 지지력 = (2V / L) x x

CASE	d	e	x	반력분포	지지력	기준값	비 고
1	3.311	0.311	8.067	사다리꼴 분포	420.468	1000.00	O.K
2	2.875	0.125	8.625	사다리꼴 분포	360.814	1000.00	O.K
3	3.220	0.220	8.340	사다리꼴 분포	446.563	1000.00	O.K
4	3.105	0.105	8.685	사다리꼴 분포	388.421	1000.00	O.K
5	2.843	0.157	8.529	사다리꼴 분포	423.503	1000.00	O.K
6	2.710	0.290	8.130	사다리꼴 분포	453.450	1000.00	O.K
7	3.642	0.642	7.074	사다리꼴 분포	619.757	1000.00	O.K
8	2.629	0.371	7.887	사다리꼴 분포	466.287	1000.00	O.K
9	3.277	0.277	8.169	사다리꼴 분포	481.991	1000.00	O.K
10	2.220	0.780	6.660	사다리꼴 분포	605.390	1000.00	O.K
11	3.268	0.268	8.196	사다리꼴 분포	467.665	1000.00	O.K
12	2.957	0.043	8.871	사다리꼴 분포	363.721	1000.00	O.K
13	3.487	0.487	7.539	사다리꼴 분포	548.437	1000.00	O.K
14	3.190	0.190	8.430	사다리꼴 분포	414.984	1000.00	O.K
15	2.893	0.107	8.679	사다리꼴 분포	408.285	1000.00	O.K
16	2.559	0.441	7.677	사다리꼴 분포	502.514	1000.00	O.K
17	3.112	0.112	8.664	사다리꼴 분포	410.129	1000.00	O.K
18	2.792	0.208	8.376	사다리꼴 분포	421.261	1000.00	O.K
19	3.685	0.685	6.945	사다리꼴 분포	640.681	1000.00	O.K
20	2.471	0.529	7.413	사다리꼴 분포	515.764	1000.00	O.K
21	3.897	0.897	6.309	사다리꼴 분포	721.289	1000.00	O.K
22	2.713	0.287	8.139	사다리꼴 분포	434.132	1000.00	O.K
23	3.322	0.322	8.034	사다리꼴 분포	502.659	1000.00	O.K
24	2.059	0.941	6.177	사다리꼴 분포	654.740	1000.00	O.K
25	3.534	0.534	7.398	사다리꼴 분포	583.267	1000.00	O.K
26	2.300	0.700	6.900	사다리꼴 분포	573.446	1000.00	O.K
27	3.444	0.444	7.668	사다리꼴 분포	400.869	1000.00	O.K
28	2.934	0.066	8.802	사다리꼴 분포	295.932	1000.00	O.K
29	3.321	0.321	8.037	사다리꼴 분포	426.580	1000.00	O.K
30	3.193	0.193	8.421	사다리꼴 분포	367.919	1000.00	O.K

CASE	d	e	x	반력분포	지지력	기준값	비 고
31	2.888	0.112	8.664	사다리꼴 분포	359.089	1000.00	O.K
32	2.738	0.262	8.214	사다리꼴 분포	389.199	1000.00	O.K
33	3.798	0.798	6.606	사다리꼴 분포	601.120	1000.00	O.K
34	2.645	0.355	7.935	사다리꼴 분포	402.426	1000.00	O.K
35	3.381	0.381	7.857	사다리꼴 분포	461.705	1000.00	O.K
36	2.172	0.828	6.516	사다리꼴 분포	542.904	1000.00	O.K
37	3.374	0.374	7.878	사다리꼴 분포	447.523	1000.00	O.K
38	3.023	0.023	8.931	사다리꼴 분포	312.642	1000.00	O.K
39	3.625	0.625	7.125	사다리꼴 분포	529.275	1000.00	O.K
40	3.291	0.291	8.127	사다리꼴 분포	394.546	1000.00	O.K
41	2.946	0.054	8.838	사다리꼴 분포	343.296	1000.00	O.K
42	2.564	0.436	7.692	사다리꼴 분포	438.860	1000.00	O.K
43	3.196	0.196	8.412	사다리꼴 분포	389.547	1000.00	O.K
44	2.833	0.167	8.499	사다리꼴 분포	356.650	1000.00	O.K
45	3.845	0.845	6.465	사다리꼴 분포	621.973	1000.00	O.K
46	2.463	0.537	7.389	사다리꼴 분포	452.197	1000.00	O.K
47	4.086	1.086	5.742	삼각형 분포	704.520	1000.00	O.K
48	2.743	0.257	8.229	사다리꼴 분포	369.819	1000.00	O.K
49	3.432	0.432	7.704	사다리꼴 분포	482.745	1000.00	O.K
50	1.985	1.015	5.955	삼각형 분포	592.862	1000.00	O.K
51	3.673	0.673	6.981	사다리꼴 분포	563.990	1000.00	O.K
52	2.264	0.736	6.792	사다리꼴 분포	510.745	1000.00	O.K
E	3.819	0.819	6.543	사다리꼴 분포	601.052	1500.00	O.K

9-2. 교대2 기초



- FOOTING의 자중 : 24.5 × 1.300 × 6.000 = 191.100 kN/m
- MASS CON'C의 자중 : 23.0 × 0.100 × 6.200 = 14.260 kN/m
- 뒷채움 흙의 자중 : 20.0 × 3.400 × 10.700 = 727.600 kN/m
- 과재하중 50.0 × 3.400 = 170.000 kN/m

(1) 상시 부재력 집계

구 분	H (kN)	V (kN)	"O"점까지 거리	M (kN·m)
FOOTING 자중		191.100	3.000	573.300
뒷채움 흙		727.600	1.700	1236.920
과재하중		170.000	1.700	289.000
합성전 반력	-39.881		1.300	-51.845
		434.360	4.150	1802.596
				-156.910
∑	**-39.881**	**1523.060**		**3693.061**

(2) 지진시 부재력 집계 (기초 전폭에 대한 단면력 / 기초전폭)

구 분	H (kN)	V (kN)	"O"점까지 거리	M (kN·m)
FOOTING 자중		191.100	3.000	573.300
	29.429		0.750	22.072
뒷채움 흙		727.600	1.700	1236.920
	112.05		6.750	756.338
∑	**141.479**	**918.700**		**2588.629**

(3) 부재력의 합성

- $H_2 = H_1 + H$
- $V_2 = V_1 + V$
- $M_2 = M_1 + M + H_1 \times$ 기초높이 $+ V_1 \times$ (뒷굽길이+벽체두께/2)

* H1, V1, M1은 SAP OUTPUT [사용하중시 반력] 참조.

LOAD CASE	절점1 반력			합 성 부 재 력			비 고
	H_1	V_1	M_1	H_2	V_2	M_2	
1	414.796	258.680	618.567	374.915	1781.741	5898.518	
2	163.069	258.680	169.664	123.188	1781.741	5122.369	
3	327.992	530.551	345.393	288.111	2053.612	6613.576	
4	295.696	443.411	232.124	255.815	1966.471	6105.403	
5	76.265	530.551	-103.510	36.384	2053.612	5837.427	
6	43.968	443.411	-216.779	4.087	1966.471	5329.254	
7	437.273	598.980	1042.038	397.392	2122.041	7729.425	
8	186.415	374.982	-464.521	146.534	1898.042	4989.554	
9	185.546	598.980	593.135	145.665	2122.041	6953.276	
10	-65.312	374.982	-913.424	-105.193	1898.042	4213.405	
11	331.246	547.267	425.601	291.365	2070.327	6765.712	
12	298.950	426.695	-44.474	259.069	1949.756	5765.338	
13	354.060	547.267	849.901	314.179	2070.327	7219.669	
14	321.764	426.695	379.825	281.883	1949.756	6219.295	
15	79.519	547.267	-23.302	39.638	2070.327	5989.563	
16	47.223	426.695	-493.378	7.342	1949.756	4989.189	
17	102.333	547.267	400.997	62.452	2070.327	6443.520	
18	70.037	426.695	-69.079	30.156	1949.756	5443.146	
19	440.527	615.696	1122.247	400.646	2138.756	7881.561	
20	189.669	358.266	-741.120	149.788	1881.327	4649.489	
21	463.341	615.696	1546.546	423.460	2138.756	8335.518	
22	212.483	358.266	-316.821	172.602	1881.327	5103.446	
23	188.800	615.696	673.344	148.919	2138.756	7105.412	
24	-62.058	358.266	-1190.023	-101.939	1881.327	3873.340	
25	211.614	615.696	1097.643	171.733	2138.756	7559.369	
26	-39.244	358.266	-765.724	-79.125	1881.327	4327.297	
27	503.455	0.000	897.806	463.574	1523.060	5245.359	
28	251.728	0.000	448.903	211.847	1523.060	4469.210	
29	416.651	271.871	624.632	376.770	1794.932	5960.417	
30	384.355	184.731	511.364	344.474	1707.791	5452.244	
31	164.923	271.871	175.729	125.042	1794.932	5184.268	
32	132.627	184.731	62.460	92.746	1707.791	4676.095	
33	525.932	340.300	1321.278	486.051	1863.361	7076.266	
34	275.074	116.301	-185.282	235.193	1639.362	4336.396	
35	274.204	340.300	872.374	234.323	1863.361	6300.117	
36	23.346	116.301	-634.185	-16.535	1639.362	3560.247	

LOAD CASE	절점1 반력			합 성 부 재 력			비 고
	H_1	V_1	M_1	H_2	V_2	M_2	
37	419.905	288.587	704.841	380.024	1811.647	6112.554	
38	387.609	168.015	234.765	347.728	1691.076	5112.179	
39	442.719	288.587	1129.140	402.838	1811.647	6566.511	
40	410.423	168.015	659.064	370.542	1691.076	5566.136	
41	168.177	288.587	255.938	128.296	1811.647	5336.405	
42	135.881	168.015	-214.138	96.000	1691.076	4336.030	
43	190.991	288.587	680.237	151.110	1811.647	5790.362	
44	158.695	168.015	210.161	118.814	1691.076	4789.987	
45	529.186	357.016	1401.486	489.305	1880.076	7228.402	
46	278.328	99.586	-461.880	238.447	1622.646	3996.330	
47	552.000	357.016	1825.785	512.119	1880.076	7682.359	
48	301.142	99.586	-37.581	261.261	1622.646	4450.287	
49	277.458	357.016	952.583	237.577	1880.076	6452.253	
50	26.600	99.586	-910.784	-13.281	1622.646	3220.181	
51	300.272	357.016	1376.882	260.391	1880.076	6906.210	
52	49.414	99.586	-486.485	9.533	1622.646	3674.138	
E	221.499	790.272	483.124	362.978	1708.972	6560.304	지진시

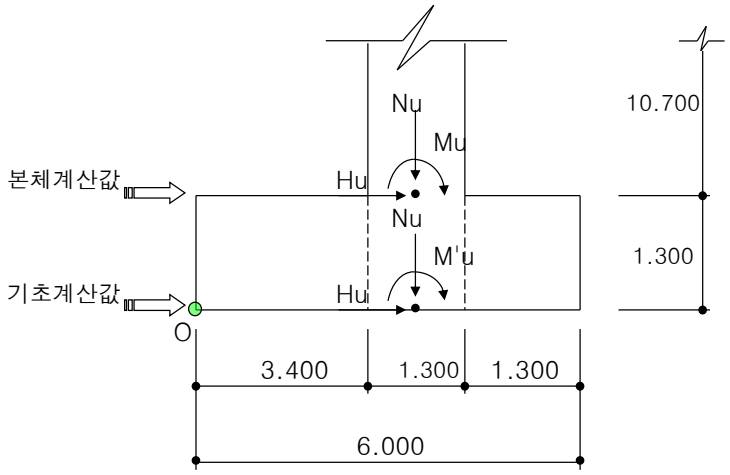
(4) 지지력의 산정

- d = M_2 / V_2
- e = | 기초폭 / 2 − d |
- x = 3 x [기초폭 / 2 − e]
- V' = V_2 + MASS CON'C의 자중
- x > 기초폭 이면 "사다리꼴 분포" 지지력 = (V / B) x (1 + 6e / B)
- x < 기초폭 이면 "삼각형 분포" 지지력 = (2V / L) x x

CASE	d	e	x	반력분포	지지력	기준값	비 고
1	3.311	0.311	8.067	사다리꼴 분포	392.426	1000.00	O.K
2	2.875	0.125	8.625	사다리꼴 분포	336.750	1000.00	O.K
3	3.220	0.220	8.340	사다리꼴 분포	420.467	1000.00	O.K
4	3.105	0.105	8.685	사다리꼴 분포	364.785	1000.00	O.K
5	2.843	0.157	8.529	사다리꼴 분포	398.755	1000.00	O.K
6	2.710	0.290	8.130	사다리꼴 분포	425.857	1000.00	O.K
7	3.642	0.642	7.074	사다리꼴 분포	584.634	1000.00	O.K
8	2.629	0.371	7.887	사다리꼴 분포	436.961	1000.00	O.K
9	3.277	0.277	8.169	사다리꼴 분포	454.676	1000.00	O.K
10	2.220	0.780	6.660	사다리꼴 분포	567.316	1000.00	O.K
11	3.268	0.268	8.196	사다리꼴 분포	440.543	1000.00	O.K
12	2.957	0.043	8.871	사다리꼴 분포	341.411	1000.00	O.K
13	3.487	0.487	7.539	사다리꼴 분포	516.630	1000.00	O.K
14	3.190	0.190	8.430	사다리꼴 분포	389.530	1000.00	O.K
15	2.893	0.107	8.679	사다리꼴 분포	384.606	1000.00	O.K
16	2.559	0.441	7.677	사다리꼴 분포	471.691	1000.00	O.K
17	3.112	0.112	8.664	사다리꼴 분포	386.343	1000.00	O.K
18	2.792	0.208	8.376	사다리꼴 분포	395.422	1000.00	O.K
19	3.685	0.685	6.945	사다리꼴 분포	604.639	1000.00	O.K
20	2.471	0.529	7.413	사다리꼴 분포	483.059	1000.00	O.K
21	3.897	0.897	6.309	사다리꼴 분포	680.712	1000.00	O.K
22	2.713	0.287	8.139	사다리꼴 분포	406.603	1000.00	O.K
23	3.322	0.322	8.034	사다리꼴 분포	474.381	1000.00	O.K
24	2.059	0.941	6.177	사다리꼴 분포	613.222	1000.00	O.K
25	3.534	0.534	7.398	사다리꼴 분포	550.454	1000.00	O.K
26	2.300	0.700	6.900	사다리꼴 분포	537.083	1000.00	O.K
27	3.444	0.444	7.668	사다리꼴 분포	369.982	1000.00	O.K
28	2.934	0.066	8.802	사다리꼴 분포	273.131	1000.00	O.K
29	3.321	0.321	8.037	사다리꼴 분포	398.324	1000.00	O.K
30	3.193	0.193	8.421	사다리꼴 분포	342.401	1000.00	O.K

CASE	d	e	x	반력분포	지지력	기준값	비 고
31	2.888	0.112	8.664	사다리꼴 분포	335.303	1000.00	O.K
32	2.738	0.262	8.214	사다리꼴 분포	362.205	1000.00	O.K
33	3.798	0.798	6.606	사다리꼴 분포	562.660	1000.00	O.K
34	2.645	0.355	7.935	사다리꼴 분포	373.443	1000.00	O.K
35	3.381	0.381	7.857	사다리꼴 분포	432.166	1000.00	O.K
36	2.172	0.828	6.516	사다리꼴 분포	503.803	1000.00	O.K
37	3.374	0.374	7.878	사다리꼴 분포	418.133	1000.00	O.K
38	3.023	0.023	8.931	사다리꼴 분포	290.760	1000.00	O.K
39	3.625	0.625	7.125	사다리꼴 분포	494.516	1000.00	O.K
40	3.291	0.291	8.127	사다리꼴 분포	366.931	1000.00	O.K
41	2.946	0.054	8.838	사다리꼴 분포	320.751	1000.00	O.K
42	2.564	0.436	7.692	사다리꼴 분포	408.144	1000.00	O.K
43	3.196	0.196	8.412	사다리꼴 분포	363.964	1000.00	O.K
44	2.833	0.167	8.499	사다리꼴 분포	331.688	1000.00	O.K
45	3.845	0.845	6.465	사다리꼴 분포	582.508	1000.00	O.K
46	2.463	0.537	7.389	사다리꼴 분포	419.321	1000.00	O.K
47	4.086	1.086	5.742	삼각형 분포	659.818	1000.00	O.K
48	2.743	0.257	8.229	사다리꼴 분포	342.932	1000.00	O.K
49	3.432	0.432	7.704	사다리꼴 분포	452.115	1000.00	O.K
50	1.985	1.015	5.955	삼각형 분포	549.759	1000.00	O.K
51	3.673	0.673	6.981	사다리꼴 분포	528.204	1000.00	O.K
52	2.264	0.736	6.792	사다리꼴 분포	473.612	1000.00	O.K
E	3.839	0.839	6.483	사다리꼴 분포	528.171	1500.00	O.K

9-3. 교대1 기초 설계



(1) CASE - 1

1) 작용 하중

- 상 시 : 정모멘트 최대

구 분	하중계수	N (kN)	H (kN)	"o"점까지 거리 (m)	M (kN.m)
합성전 반력		-586.387		4.050	-2374.865
			-53.839	1.300	-69.991
					-211.828
COMB 16		906.223		4.050	3670.204
			700.625	1.300	910.813
					1694.317
FOOTING자중	1.35	257.985		3.000	773.955
뒷채움 흙	1.35	982.260		1.700	1669.842
과재 하중	1.85	314.500		1.700	534.650
Σ		1874.582	646.786		6597.097

- 지진시

구 분	하중계수	N (kN)	H (kN)	"o"점까지 거리 (m)	M (kN.m)
JOINT 1		921.278		4.050	3731.175
			85.433	1.300	111.063
					468.336
FOOTING자중	1.0	191.100		3.000	573.300
뒷채움 흙	1.0	727.600		1.700	1236.92
Σ		1839.978	85.433		6120.794

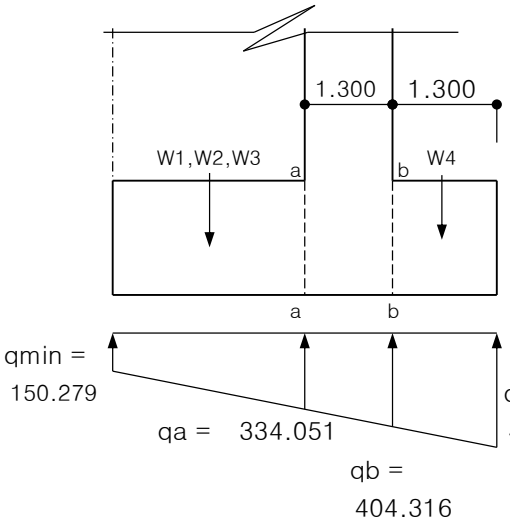
2) 지반 반력 산정 – 상시와 지진시중 가장 불리한 측으로 설계

d = 6597.097 / 1874.582 = 3.519 m
e = | 3.519 – 3.000 | = 0.519 m
x = 3 · [B/2 – e] = 7.443 m → x : 저면반력의 작용폭
여기서, x > B 이므로 사다리꼴 분포

q = (N / B) × (1 ± 6e / B)

qmax = 474.582 kN/m^2 qmin = 150.279 kN/m^2

3) 모멘트 산정



과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 3.400
= 365.500 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 945.880 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 140.777 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 1.300 × 1.300
= 53.827 kN/m

• 앞 굽

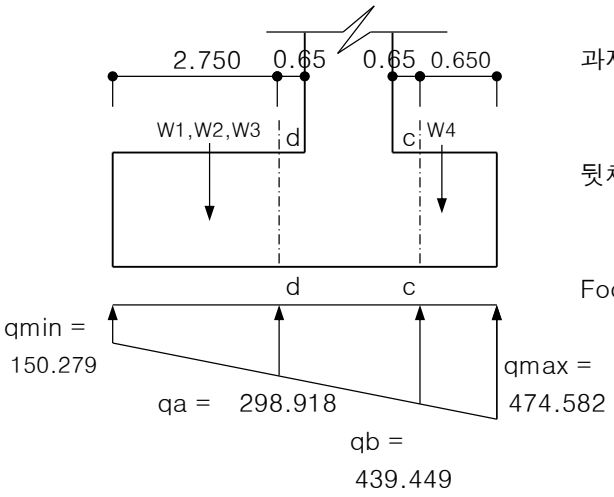
Mb = 404.316 × 1.300 × 0.650 + ½ × (474.582 - 404.316) × 1.300 ^{2} × ⅔
- 53.827 × 0.650
= 346.243 kN.m/m

• 뒷 굽

Ma = (365.500 + 945.880 + 140.777) × 1.700 - (150.279 × 3.400 × 1.700)
- ½ × (334.051 - 150.279) × 3.400 ^{2} × ⅓
= 1245.987 kN.m/m

4) 전단력 산정

- 전단검토시 위험단면은 유효높이(d)/2를 고려하여 산정한다.



과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 2.750
= 295.625 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 2.750 × 10.700
= 765.050 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 2.750 × 1.300
= 113.864 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 0.650 × 1.300
= 26.913 kN/m

- 앞 굽

Vc = ½ × (439.449 + 474.582) × 0.650 - 26.913
= 270.147 kN/m

- 뒷 굽

Vd = 295.625 + 765.050 + 113.864 - ½ × (150.279 + 298.918) × 2.750
= 556.893 kN/m

(2) CASE - 2

- 상 시 : 부모멘트 최대

구 분	하중계수	N (kN)	H (kN)	"o"점까지 거리 (m)	M (kN.m)
합성전 반력		-586.387		4.050	-2374.865
			-53.839	1.300	-69.991
					-211.828
COMB 7		883.657		4.050	3578.812
			-163.305	1.300	-212.297
					-1438.073
FOOTING자중	1.35	257.985		3.000	773.955
뒷채움 흙	1.35	982.260		1.700	1669.842
과재 하중	1.85	314.500		1.700	534.650
Σ		1852.016	-217.145		2250.205

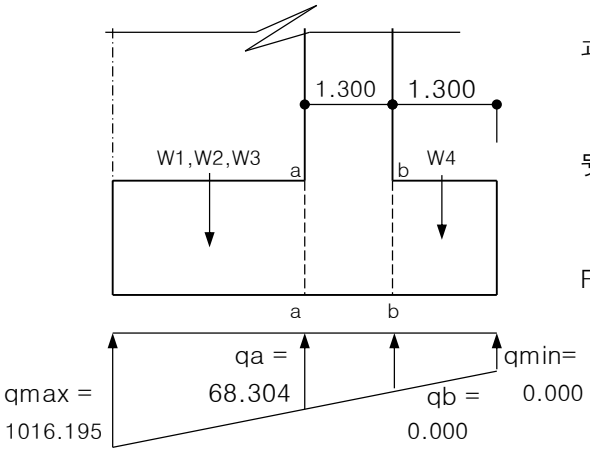
1) 지반 반력 산정 – 상시와 지진시중 가장 불리한 측으로 설계

d = 2250.205 / 1852.016 = 1.215 m
e = | 1.215 – 3.000 | = 1.785 m
x = 3 · [B/2 – e] = 3.645 m → x : 저면반력의 작용폭
여기서, x < B 이므로 삼각형 분포

q = 2V / L · x

qmax = 1016.195 kN/m^2 qmin = 0.000 kN/m^2

2) 모멘트 산정



과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 3.400
= 365.500 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 945.880 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 140.777 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 1.300 × 1.300
= 53.827 kN/m

• 앞 굽

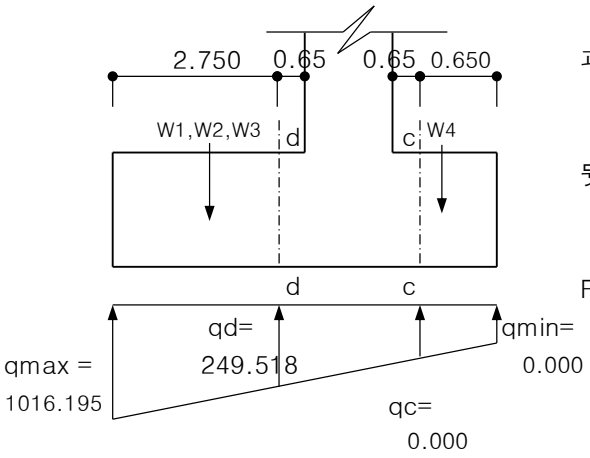
Mb = 0.000 × 1.300 × 0.650 + ½ × (0.000 - 0.000) × -1.06 ^{2} × ⅓
- 53.827 × 0.650
= -34.988 kN.m/m

• 뒷 굽

Ma = (365.500 + 945.880 + 140.777) × 1.700 - (68.304 × 3.400 × 1.700)
- ½ × (1016.195 - 68.304) × 3.400 ^{2} × ⅔
= -1618.150 kN.m/m

3) 전단력 산정

- 전단검토시 위험단면은 유효높이(d)/2를 고려하여 산정한다.



과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 2.750
= 295.625 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 2.750 × 10.700
= 765.050 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 2.750 × 1.300
= 113.864 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 0.650 × 1.300
= 26.913 kN/m

- 앞 굽

Vc = ½ × (0.000 + 0.000) × 0.650 - 26.913
= -26.913 kN/m

- 뒷 굽

Vd = 295.625 + 765.050 + 113.864 - ½ × (1016.195 + 249.518) × 2.750
= -565.816 kN/m

(3) CASE - 3

- 상 시 : 축력 최대

구 분	하중계수	N (kN)	H (kN)	"o"점까지 거리 (m)	M (kN.m)
합성전 반력		-586.387		4.050	-2374.865
			-53.839	1.300	-69.991
					-211.828
COMB 3		923.234		4.050	3739.099
			-69.613	1.300	-90.496
					-655.188
FOOTING자중	1.35	257.985		3.000	773.955
뒷채움 흙	1.35	982.260		1.700	1669.842
과재 하중	1.85	314.500		1.700	534.650
Σ		1891.593	-123.452		3315.178

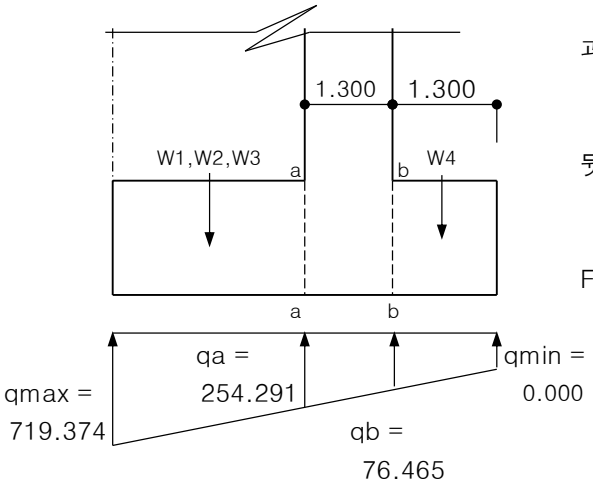
1) 지반 반력 산정 – 상시와 지진시중 가장 불리한 측으로 설계

d = 3315.178 / 1891.593 = 1.753 m
e = | 1.753 – 3.000 | = 1.247 m
x = 3 · [B/2 – e] = 5.259 m → x : 저면반력의 작용폭
여기서, x < B 이므로 삼각형 분포

q = 2V / L · x

qmax = 719.374 kN/m^2 qmin = 0.000 kN/m^2

2) 모멘트 산정



과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 3.400
= 365.500 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 945.880 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 140.777 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 1.300 × 1.300
= 53.827 kN/m

• 앞 굽

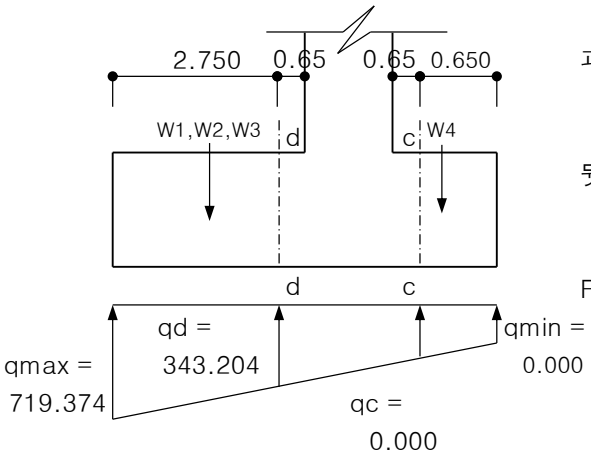
Mb = 0.000 × 1.300 × 0.650 + ½ × (76.465 - 0.000) × 0.559 ^{2} × ⅓
- 53.827 × 0.650
= -31.005 kN.m/m

• 뒷 굽

Ma = (365.500 + 945.880 + 140.777) × 1.700 - (254.291 × 3.400 × 1.700)
- ½ × (719.374 - 254.291) × 3.400 ^{2} × ⅔
= -793.255 kN.m/m

3) 전단력 산정

- 전단검토시 위험단면은 유효높이(d)/2를 고려하여 산정한다.



과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 2.750
= 295.625 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 2.750 × 10.700
= 765.050 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 2.750 × 1.300
= 113.864 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 0.650 × 1.300
= 26.913 kN/m

- 앞 굽

Vc = ½ × (0.000 + 0.000) × 0.650 - 26.913
= -26.913 kN/m

- 뒷 굽

Vd = 295.625 + 765.050 + 113.864 - ½ × (343.204 + 719.374) × 2.750
= -286.506 kN/m

9-4. 교대1 기초 설계(사용하중)

9. 기초 안정검토 (3) 부재력의 합성'의 합성 부재력 참조

(1) CASE - 1 : 모멘트 최대시

1) 지반 반력 산정 - 상시와 지진시중 가장 불리한 측으로 설계

d = 8335.518 / 2138.756 = 3.897 m : Load case 21

e = | 3.897 − 3.000 | = 0.897 m

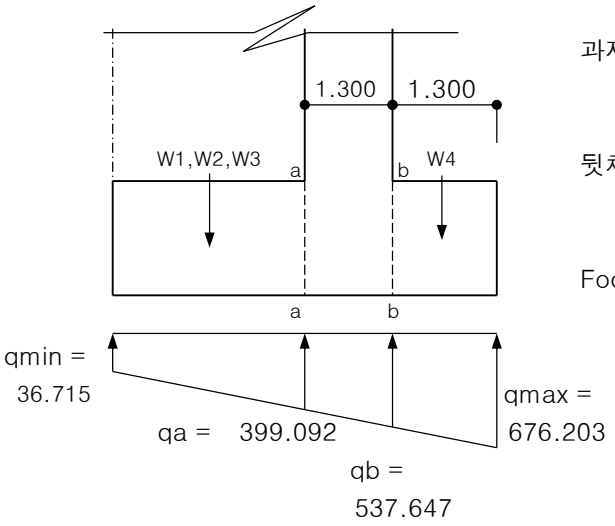
x = 3 · [B/2 − e] = 6.309 m → x : 저면반력의 작용폭

여기서, x > B 이므로 사다리꼴 분포

$q = (N / B) \times (1 \pm 6e / B)$

q_{max} = 676.203 kN/m^2 q_{min} = 36.715 kN/m^2

2) 모멘트 산정



과재하중 : W1 = 1.00 × 50.0 × 3.400
= 170.000 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.0 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 727.600 kN/m

Footing자중 W3 = 1.0 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 108.290 kN/m

W4 = 1.0 × 24.5 × 1.300 × 1.300
= 41.405 kN/m

• 앞 굽

Mb = 537.647 × 1.300 × 0.650 + ½ × (676.203 - 537.647) × 1.300 ^{2} × ⅔
- 41.405 × 0.650
= 505.452 kN.m/m

• 뒷 굽

Ma = (170.000 + 727.600 + 108.290) × 1.700 - (36.715 × 3.400 × 1.700)
- ½ × (399.092 - 36.715) × 3.400 ^{2} × ⅓
= 799.621 kN.m/m

(2) CASE - 2 : 축력 최대시

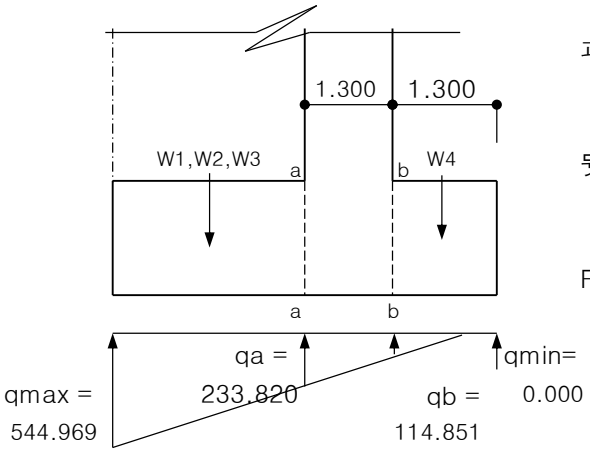
1) 지반 반력 산정

d = 3220.181 / 1622.646 = 1.985 m : Load case 50
e = | 1.985 - 3.000 | = 1.015 m
x = 3 · [B/2 - e] = 5.955 m → x : 저면반력의 작용폭
여기서, x < B 이므로 삼각형 분포

q = 2V / L · x

qmax = 544.969 kN/m^2 qmin = 0.000 kN/m^2

2) 모멘트 산정



과재하중 : W1 = 1.00 × 50.0 × 3.400
= 170.000 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.0 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 727.600 kN/m

Footing자중 W3 = 1.0 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 108.290 kN/m

W4 = 1.0 × 24.5 × 1.300 × 1.300
= 41.405 kN/m

• 앞 굽

Mb = 0.000 × 1.300 × 0.650 + ½ × (114.851 - 0.000) × 1.26 ^{2} × ⅓
- 41.405 × 0.650
= 3.236 kN.m/m

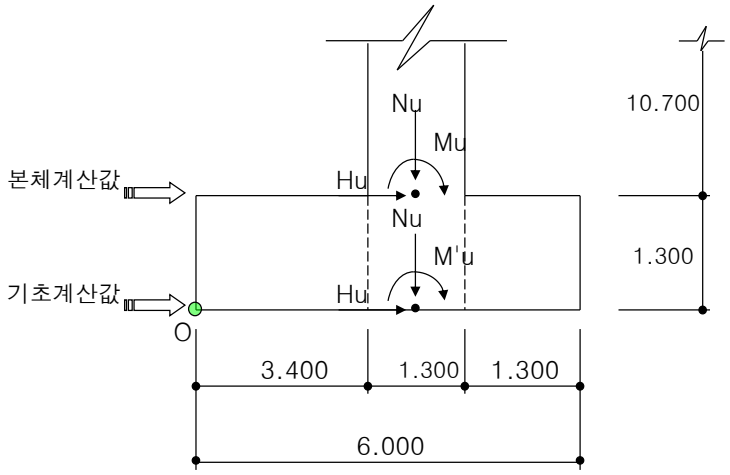
• 뒷 굽

Ma = (170.000 + 727.600 + 108.290) × 1.700 - (233.820 × 3.400 × 1.700)
- ½ × (544.969 - 233.820) × 3.400 ^{2} × ⅔
= -732.521 kN.m/m

[기초 설계 부재력]

구 분		계수하중 모멘트(kN.m)	계수하중 전단력(kN)	사용하중 모멘트(kN.m)	비 고
앞굽 적용 부재력	상면인장	-	-	-	
	하면인장	346.243	270.147	505.452	
뒷굽 적용 부재력	상면인장	1245.987	556.893	799.621	
	하면인장	-1618.150	-565.816	-732.521	

9-5. 교대2 기초설계



(1) CASE - 1

1) 작용 하중

- 상 시 : 정모멘트 최대

구 분	하중계수	N (kN)	H (kN)	"o"점까지 거리 (m)	M (kN.m)
합성전 반력		-586.387		4.050	-2374.865
			-53.839	1.300	-69.991
					-211.828
COMB 16		906.223		4.050	3670.204
			700.625	1.300	910.813
					1694.317
FOOTING자중	1.35	257.985		3.000	773.955
뒷채움 흙	1.35	982.260		1.700	1669.842
과재 하중	1.85	314.500		1.700	534.650
Σ		1874.582	646.786		6597.097

- 지진시

구 분	하중계수	N (kN)	H (kN)	"o"점까지 거리 (m)	M (kN.m)
JOINT 1		790.272		4.050	3200.602
			221.499	1.300	287.949
					483.124
FOOTING자중	1.0	191.100		3.000	573.300
뒷채움 흙	1.0	727.600		1.700	1236.92
Σ		1708.972	221.499		5781.895

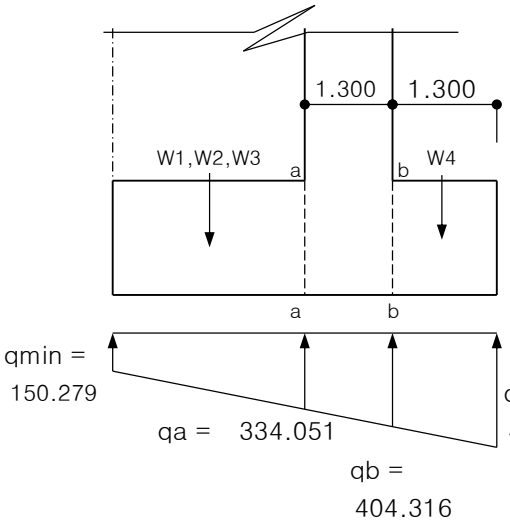
2) 지반 반력 산정 – 상시와 지진시중 가장 불리한 측으로 설계

d = 6597.097 / 1874.582 = 3.519 m
e = | 3.519 – 3.000 | = 0.519 m
x = 3 · [B/2 – e] = 7.443 m → x : 저면반력의 작용폭
여기서, x > B 이므로 사다리꼴 분포

q = (N / B) × (1 ± 6e / B)

qmax = 474.582 kN/m^2 qmin = 150.279 kN/m^2

3) 모멘트 산정



과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 3.400
= 365.500 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 945.880 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 140.777 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 1.300 × 1.300
= 53.827 kN/m

• 앞 굽

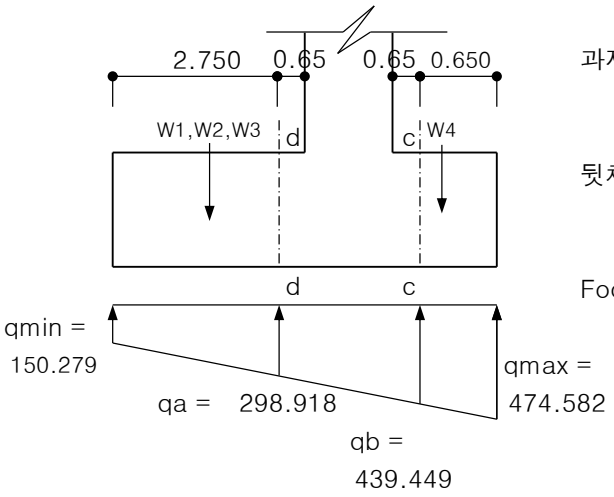
Mb = 404.316 × 1.300 × 0.650 + ½ × (474.582 - 404.316) × 1.300 ^{2} × ⅔
- 53.827 × 0.650
= 346.243 kN.m/m

• 뒷 굽

Ma = (365.500 + 945.880 + 140.777) × 1.700 - (150.279 × 3.400 × 1.700)
- ½ × (334.051 - 150.279) × 3.400 ^{2} × ⅓
= 1245.987 kN.m/m

4) 전단력 산정

- 전단검토시 위험단면은 유효높이(d)/2를 고려하여 산정한다.



과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 2.750
= 295.625 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 2.750 × 10.700
= 765.050 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 2.750 × 1.300
= 113.864 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 0.650 × 1.300
= 26.913 kN/m

- 앞 굽

Vc = ½ × (439.449 + 474.582) × 0.650 - 26.913
= 270.147 kN/m

- 뒷 굽

Vd = 295.625 + 765.050 + 113.864 - ½ × (150.279 + 298.918) × 2.750
= 556.893 kN/m

(2) CASE - 2

- 상 시 : 부모멘트 최대

구 분	하중계수	N (kN)	H (kN)	"o"점까지 거리 (m)	M (kN.m)
합성전 반력		-586.387		4.050	-2374.865
			-53.839	1.300	-69.991
					-211.828
COMB 7		883.657		4.050	3578.812
			-163.305	1.300	-212.297
					-1438.073
FOOTING자중	1.35	257.985		3.000	773.955
뒷채움 흙	1.35	982.260		1.700	1669.842
과재 하중	1.85	314.500		1.700	534.650
Σ		1852.016	-217.145		2250.205

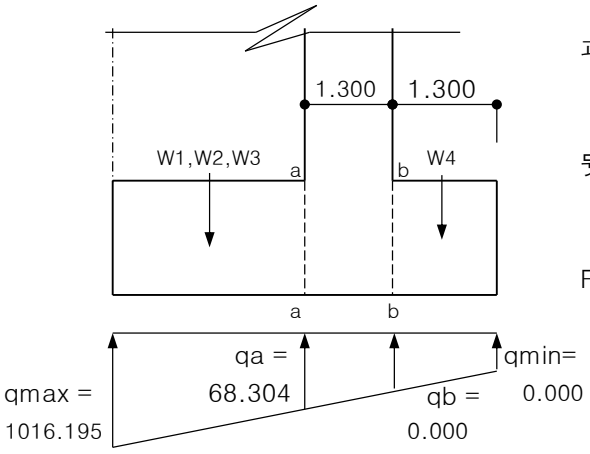
1) 지반 반력 산정 – 상시와 지진시중 가장 불리한 측으로 설계

d = 2250.205 / 1852.016 = 1.215 m
e = | 1.215 – 3.000 | = 1.785 m
x = 3 · [B/2 – e] = 3.645 m → x : 저면반력의 작용폭
여기서, x < B 이므로 삼각형 분포

q = 2V / L · x

qmax = 1016.195 kN/m^2 qmin = 0.000 kN/m^2

2) 모멘트 산정



과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 3.400
= 365.500 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 945.880 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 140.777 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 1.300 × 1.300
= 53.827 kN/m

• 앞 굽

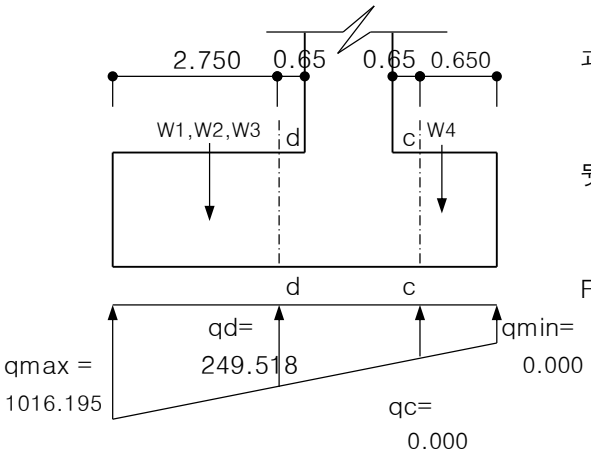
Mb = 0.000 × 1.300 × 0.650 + ½ × (0.000 - 0.000) × -1.06 ^{2} × ⅓
- 53.827 × 0.650
= -34.988 kN.m/m

• 뒷 굽

Ma = (365.500 + 945.880 + 140.777) × 1.700 - (68.304 × 3.400 × 1.700)
- ½ × (1016.195 - 68.304) × 3.400 ^{2} × ⅔
= -1618.150 kN.m/m

3) 전단력 산정

- 전단검토시 위험단면은 유효높이(d)/2를 고려하여 산정한다.



과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 2.750
= 295.625 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 2.750 × 10.700
= 765.050 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 2.750 × 1.300
= 113.864 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 0.650 × 1.300
= 26.913 kN/m

- 앞 굽

Vc = ½ × (0.000 + 0.000) × 0.650 - 26.913
= -26.913 kN/m

- 뒷 굽

Vd = 295.625 + 765.050 + 113.864 - ½ × (1016.195 + 249.518) × 2.750
= -565.816 kN/m

(3) CASE - 3

- 상 시 : 축력 최대

구 분	하중계수	N (kN)	H (kN)	"o"점까지 거리 (m)	M (kN.m)
합성전 반력		-586.387		4.050	-2374.865
			-53.839	1.300	-69.991
					-211.828
COMB 3		923.234		4.050	3739.099
			-69.613	1.300	-90.496
					-655.188
FOOTING자중	1.35	257.985		3.000	773.955
뒷채움 흙	1.35	982.260		1.700	1669.842
과재 하중	1.85	314.500		1.700	534.650
Σ		1891.593	-123.452		3315.178

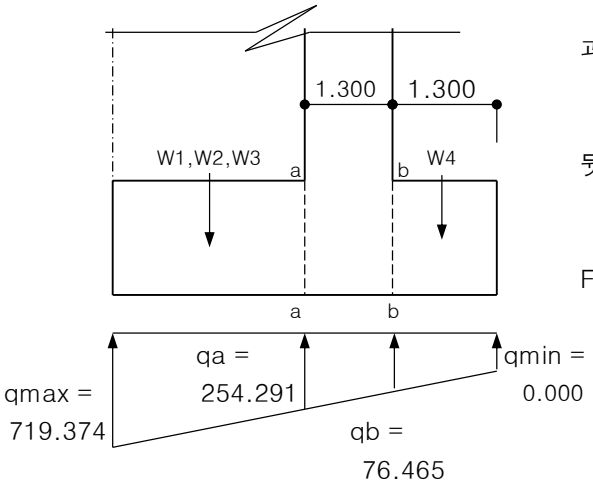
1) 지반 반력 산정 – 상시와 지진시중 가장 불리한 측으로 설계

d = 3315.178 / 1891.593 = 1.753 m
e = | 1.753 – 3.000 | = 1.247 m
x = 3 · [B/2 – e] = 5.259 m → x : 저면반력의 작용폭
여기서, x < B 이므로 삼각형 분포

q = 2V / L · x

qmax = 719.374 kN/m^2 qmin = 0.000 kN/m^2

2) 모멘트 산정



과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 3.400
= 365.500 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 945.880 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 140.777 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 1.300 × 1.300
= 53.827 kN/m

• 앞 굽

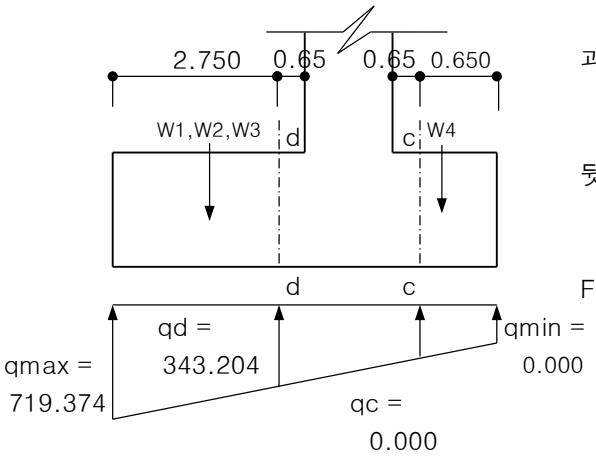
Mb = 0.000 × 1.300 × 0.650 + ½ × (76.465 - 0.000) × 0.559 ^{2} × ⅓
- 53.827 × 0.650
= -31.005 kN.m/m

• 뒷 굽

Ma = (365.500 + 945.880 + 140.777) × 1.700 - (254.291 × 3.400 × 1.700)
- ½ × (719.374 - 254.291) × 3.400 ^{2} × ⅔
= -793.255 kN.m/m

3) 전단력 산정

- 전단검토시 위험단면은 유효높이(d)/2를 고려하여 산정한다.



과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 2.750
= 295.625 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 2.750 × 10.700
= 765.050 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 2.750 × 1.300
= 113.864 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 0.650 × 1.300
= 26.913 kN/m

- 앞 굽

Vc = ½ × (0.000 + 0.000) × 0.650 - 26.913
= -26.913 kN/m

- 뒷 굽

Vd = 295.625 + 765.050 + 113.864 - ½ × (343.204 + 719.374) × 2.750
= -286.506 kN/m

9-6. 교대2 기초 설계(사용하중)

9. 기초 안정검토 (3) 부재력의 합성'의 합성 부재력 참조

(1) CASE - 1 : 모멘트 최대시

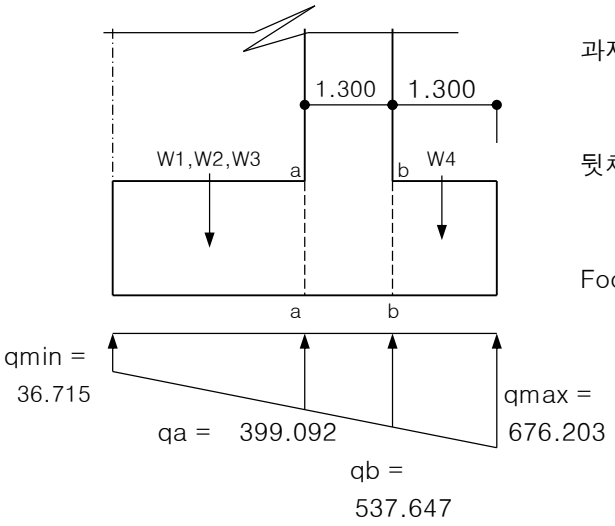
1) 지반 반력 산정 - 상시와 지진시중 가장 불리한 측으로 설계

d = 8335.518 / 2138.756 = 3.897 m : Load case 21
e = | 3.897 − 3.000 | = 0.897 m
x = 3 · [B/2 − e] = 6.309 m → x : 저면반력의 작용폭
여기서, x > B 이므로 사다리꼴 분포

q = (N / B) × (1 ± 6e / B)

qmax = 676.203 kN/m^2 qmin = 36.715 kN/m^2

2) 모멘트 산정



과재하중 : W1 = 1.00 × 50.0 × 3.400
= 170.000 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.0 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 727.600 kN/m

Footing자중 W3 = 1.0 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 108.290 kN/m

W4 = 1.0 × 24.5 × 1.300 × 1.300
= 41.405 kN/m

• 앞 굽

Mb = 537.647 × 1.300 × 0.650 + ½ × (676.203 - 537.647) × 1.300^2 × ⅔
- 41.405 × 0.650
= 505.452 kN.m/m

• 뒷 굽

Ma = (170.000 + 727.600 + 108.290) × 1.700 - (36.715 × 3.400 × 1.700)
- ½ × (399.092 - 36.715) × 3.400^2 × ⅓
= 799.621 kN.m/m

(2) CASE - 2 : 축력 최대시

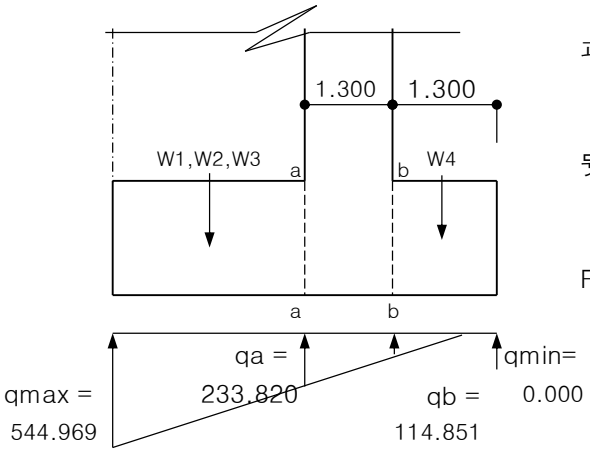
1) 지반 반력 산정

d = 3220.181 / 1622.646 = 1.985 m : Load case 50
e = | 1.985 - 3.000 | = 1.015 m
x = 3 · [B/2 - e] = 5.955 m → x : 저면반력의 작용폭
여기서, x < B 이므로 삼각형 분포

q = 2V / L · x

qmax = 544.969 kN/m^2 qmin = 0.000 kN/m^2

2) 모멘트 산정



과재하중 : W1 = 1.00 × 50.0 × 3.400
= 170.000 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.0 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 727.600 kN/m

Footing자중 W3 = 1.0 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 108.290 kN/m

W4 = 1.0 × 24.5 × 1.300 × 1.300
= 41.405 kN/m

• 앞 굽

Mb = 0.000 × 1.300 × 0.650 + ½ × (114.851 - 0.000) × 1.26 ^{2} × ⅓
- 41.405 × 0.650
= 3.236 kN.m/m

• 뒷 굽

Ma = (170.000 + 727.600 + 108.290) × 1.700 - (233.820 × 3.400 × 1.700)
- ½ × (544.969 - 233.820) × 3.400 ^{2} × ⅔
= -732.521 kN.m/m

[기초 설계 부재력]

구 분		계수하중 모멘트(kN.m)	계수하중 전단력(kN)	사용하중 모멘트(kN.m)	비 고
앞굽 적용 부재력	상면인장	-	-	-	
	하면인장	346.243	270.147	505.452	
뒷굽 적용 부재력	상면인장	1245.987	556.893	799.621	
	하면인장	-1618.150	-565.816	-732.521	

9-7. 단면검토

(1) 교대 앞굽 하면

① 검토 조건

Mu	346.24	kN-m	Vu	270.15	kN
fck	30	MPa	fy	400	MPa
H	1300	mm	B	1000	mm
D	1200	mm	dc	100	mm

β1 = 0.836 Φf = 0.90 Φv = 0.85

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근면적	적 합 유 무	비 고
mm	H29	125	1	5139.20	O.K	
TOTAL				5139.20 mm^2		

a = (As x fy)/ (0.85 x fck x b) = 80.615 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H - a/β1-dc_min) / (a/β1)

εt = 0.03433 > 0.004 (휨부재 최소허용변형률) ∴ **O.K. 휨부재임**

인장지배구간 ===> Φf = 0.90 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x (d - a/2)

= 0.9 x 5139.2 x 400 x (1200 - 80.615 / 2) / 1000000

= 2145.56 kN -m > Mu = 346.24 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = 0.0148 As

As = Mu / (Φ x fy x (d-a/2), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 805.49 mm^2

∴ a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = (805.49 x 400) / (0.9 x 30 x 1000)

= 11.933 mm

ρuse = As / (B x D) = 0.004

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy) = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 1200 = 4200.00 mm^2

As2 = = 4/3 x 805.49 = 1073.99 mm^2

Asreq = 1073.99 mm^2

∴ ρuse > ρmin CASE0이므로 O.K

③ 전단력 검토

Φv Vc = Φv x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x B x D

= 0.85 x 1/6 x $\sqrt{30}$ x 1000 x 1200 / 1000

= 931.13 kN > Vu = 270.15 kN

∴ **전단철근이 필요없음.**

④ 사용성 검토

Mo = 505.45 kN -m

n = Es / Ec = 200000 / 27515 = 7

ρ = As / (bd) = 0.00428

k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.217

j = 0.928

x = k x d = 260.4 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 505.452 x 1000000 / (1000 x 260.4 x (1200 - 260.4 / 3))

= 3.487 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 505.452 x 1000000 / (5139.2 x (1200 - 260.4 / 3))

= 88.351 MPa

fst = fs (h - dcmin - x)/(d-x)

= 88.351 x (1300 - 100 - 260.4) / (1200 - 260.4)

= 88.351 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst) = 677.58 mm

여기서 Cc = 100 - 14.5 = 85.5 mm

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 677.58 mm ∴ O.K

(2) 교대 뒷굽 상면

① 검토 조건

Mu	1245.99	kN-m	Vu	556.89	kN
fck	30	MPa	fy	400	MPa
H	1300	mm	B	1000	mm
D	1200	mm	dc	100	mm

β1 = 0.836 Φf = 0.90 Φv = 0.85

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근면적	적 합 유 무	비 고
mm	H25	125	1	4053.60	O.K	
TOTAL				4053.60	mm^2	

a = (As x fy)/ (0.85 x fck x b) = 63.586 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H - a/β1-dc_min) / (a/β1)

εt = 0.04433 > 0.004 (휨부재 최소허용변형률) ∴ **O.K. 휨부재임**

인장지배구간 ===> Φf = 0.90 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x (d - a/2)

= 0.9 x 4053.6 x 400 x (1200 - 63.586 / 2) / 1000000

= 1704.76 kN -m > Mu = 1245.99 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = 0.0148 As

As = Mu / (Φ x fy x (d-a/2), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 2937.44 mm^2

∴ a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = (2,937.44 x 400) / (0.9 x 30 x 1000)

= 43.518 mm

ρuse = As / (B x D) = 0.003

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy) = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 1200 = 4200.00 mm^2

As2 = = 4/3 x 2937.44 = 3916.59 mm^2

Asreq = 3916.59 mm^2

∴ ρuse < 4/3ρreq CASE이므로 O.K

③ 전단력 검토

Φv Vc = Φv x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x B x D

= 0.85 x 1/6 x $\sqrt{30}$ x 1000 x 1200 / 1000

= 931.13 kN > Vu = 556.89 kN

∴ **전단철근이 필요없음.**

④ 사용성 검토

Mo = 799.62 kN -m

n = Es / Ec = 200000 / 27515 = 7

ρ = As / (bd) = 0.00338

k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.195

j = 0.935

x = k x d = 234 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 799.621 x 1000000 / (1000 x 234 x (1200 - 234 / 3))

= 6.091 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 799.621 x 1000000 / (4053.6 x (1200 - 234 / 3))

= 175.813 MPa

fst = fs (h - dcmin - x)/(d-x)

= 175.813 x (1300 - 100 - 234) / (1200 - 234)

= 175.813 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst) = 229.17 mm

여기서 Cc = 100 - 12.5 = 87.5 mm

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 229.17 mm ∴ O.K

(3) 교대 뒷굽 하면

① 검토 조건

Mu	1618.15	kN-m	Vu	565.82	kN
fck	30	MPa	fy	400	MPa
H	1300	mm	B	1000	mm
D	1200	mm	dc	100	mm

β1 = 0.836 Φf = 0.90 Φv = 0.85

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근면적	적 합 유 무	비 고
mm	H29	125	1	5139.20	O.K	
TOTAL				5139.20 mm^2		

a = (As x fy)/ (0.85 x fck x b) = 80.615 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H - a/β1-dc_min) / (a/β1)

εt = 0.03433 > 0.004 (휨부재 최소허용변형률) ∴ **O.K. 휨부재임**

인장지배구간 ===> Φf = 0.90 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x (d - a/2)

= 0.9 x 5139.2 x 400 x (1200 - 80.615 / 2) / 1000000

= 2145.56 kN -m > Mu = 1618.15 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = 0.0148 As

As = Mu / (Φ x fy x (d-a/2), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 3836.48 mm^2

∴ a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = (3,836.48 x 400) / (0.9 x 30 x 1000)

= 56.837 mm

ρuse = As / (B x D) = 0.004

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy) = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 1200 = 4200.00 mm^2

As2 = = 4/3 x 3836.48 = 5115.31 mm^2

Asreq = 4200.00 mm^2

∴ ρuse > ρmin CASE0이므로 O.K

③ 전단력 검토

Φv Vc = Φv x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x B x D

= 0.85 x 1/6 x $\sqrt{30}$ x 1000 x 1200 / 1000

= 931.13 kN > Vu = 565.82 kN

∴ **전단철근이 필요없음.**

④ 사용성 검토

Mo = 732.52 kN -m

n = Es / Ec = 200000 / 27515 = 7

ρ = As / (bd) = 0.00428

k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.217

j = 0.928

x = k x d = 260.4 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 732.521 x 1000000 / (1000 x 260.4 x (1200 - 260.4 / 3))

= 5.054 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 732.521 x 1000000 / (5139.2 x (1200 - 260.4 / 3))

= 128.042 MPa

fst = fs (h - dcmin - x)/(d-x)

= 128.042 x (1300 - 100 - 260.4) / (1200 - 260.4)

= 128.042 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst) = 401.28 mm

여기서 Cc = 100 - 14.5 = 85.5 mm

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 401.28 mm ∴ O.K

9-8. 기초 배력철근 검토

- 교대부 앞굽

  - 0.0015 h s [철도설계기준(노반편), p.10-35]
    h : 부재두께, 최대 120cm s : 온도 · 수축철근의 간격
    필요 철근 량 : $0.0015 \cdot h \cdot s = 0.0015 \times 120 \times 30 = 5.400\ cm^2$

  - 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [철도설계기준(노반편), p.10-34]
    단면적 대비 0.0020 이상
    필요 철근 량 : $0.0020 \cdot B \cdot T = 0.0020 \times 100 \times 130 = 26.000\ cm^2$

  - 단위 m당 18.00 cm^2 보다 크게 취할 필요 없음 [철도설계기준(노반편), p.10-35]
    필요 철근 량 : $18.000\ cm^2$

  ∴ USE As

  압축부 : H 16 @ 300 = 6.620 cm^2 (3.33 ea/m)

  인장부 : H 16 @ 150 = 13.240 cm^2 (6.67 ea/m)

  계 = 19.860 cm^2 > 18.000 cm^2 ∴ O.K

- 교대부 뒷굽

  - 0.0015 h s [철도설계기준(노반편), p.10-35]
    h : 부재두께, 최대 120cm s : 온도 · 수축철근의 간격
    필요 철근 량 : $0.0015 \cdot h \cdot s = 0.0015 \times 120 \times 15 = 2.700\ cm^2$

  - 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [철도설계기준(노반편), p.10-34]
    단면적 대비 0.0020 이상
    필요 철근 량 : $0.0020 \cdot B \cdot T = 0.0020 \times 100 \times 130 = 26.000\ cm^2$

  - 단위 m당 18.00 cm^2 보다 크게 취할 필요 없음 [철도설계기준(노반편), p.10-35]
    필요 철근 량 : $18.000\ cm^2$

  ∴ USE As

  압축부 : H 16 @ 150 = 13.240 cm^2 (6.67 ea/m)

  인장부 : H 16 @ 150 = 13.240 cm^2 (6.67 ea/m)

  계 = 26.480 cm^2 > 18.000 cm^2 ∴ O.K

10 . 활하중에 의한 처짐 검토

10.1 주행안전성 검토

- 주행안전성 허용 처짐량 산정

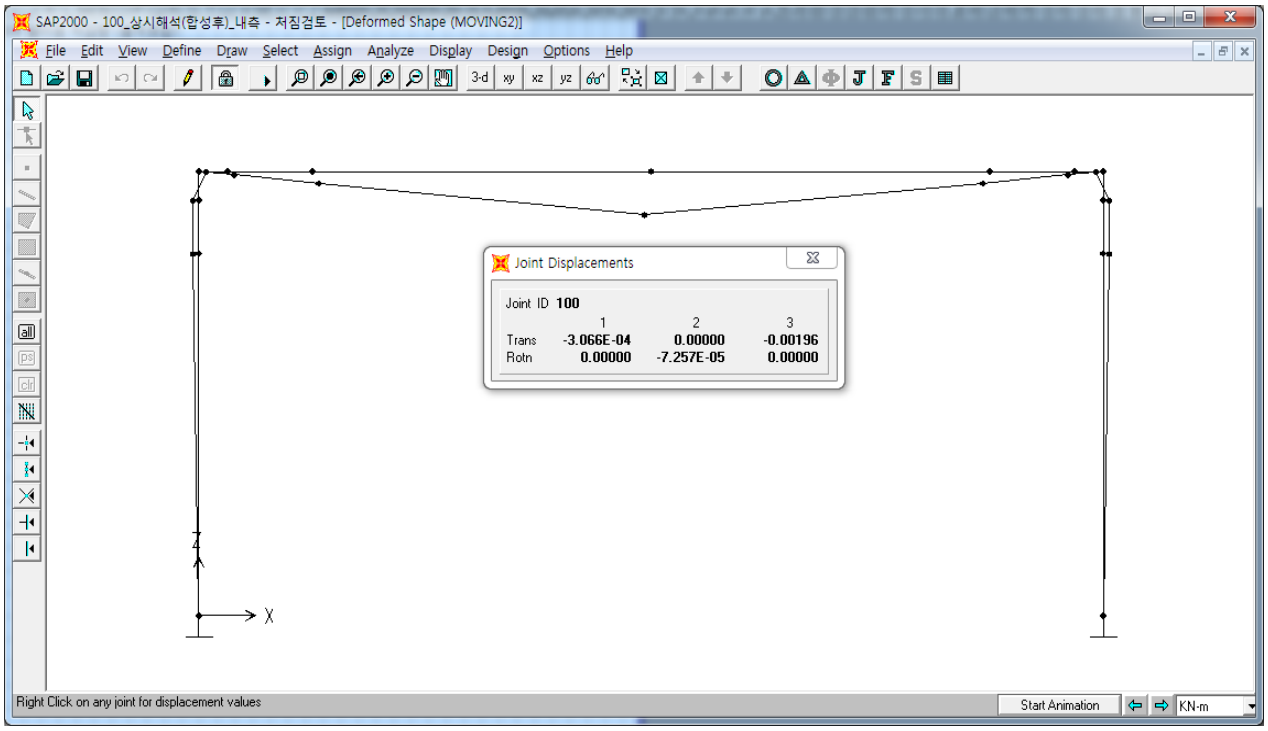
경간 : L = 20.000 m

f = 1/600 × L = 0.033 m = 33.333 mm

- 복선재하 최대 활하중 처짐량 (충격포함)

최대값 : 1.960 mm < 33.333 mm O.K

[KRL-2012]



10.2 승차감 검토

- 승차감 허용 처짐량 산정

경간 : L = 20.000 m

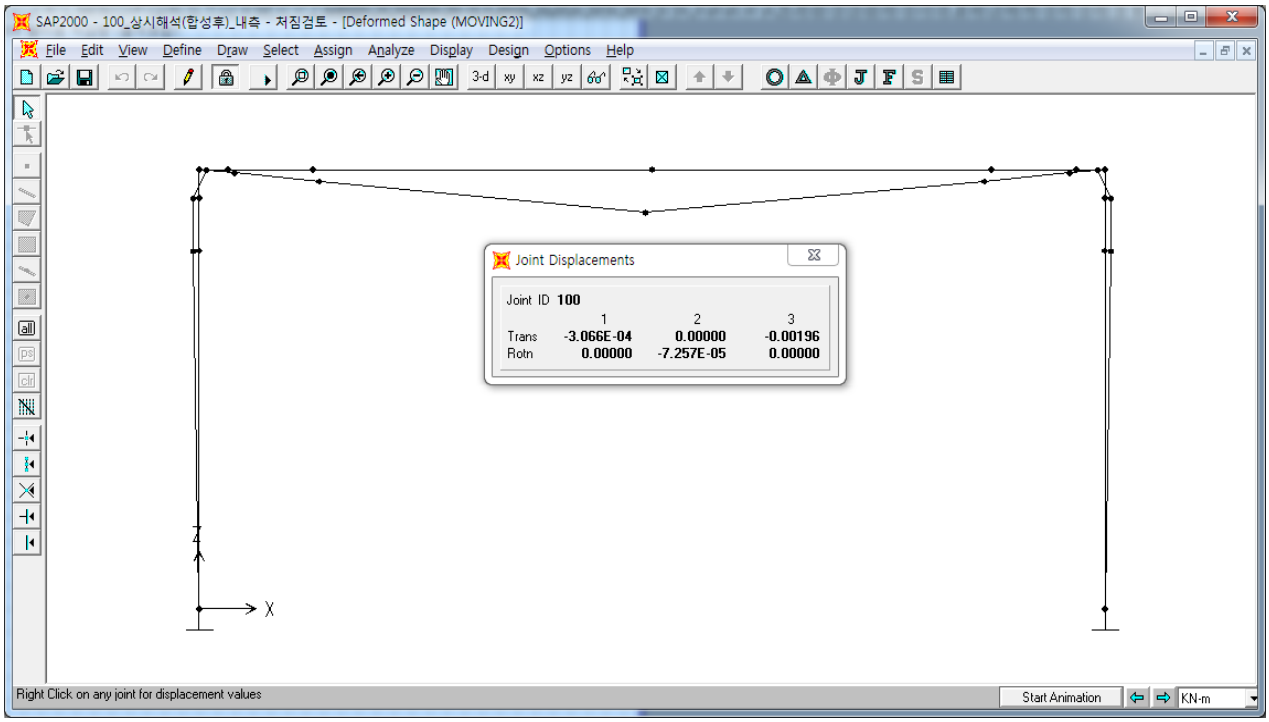
f = 1/1200 × L = 0.017 m = 16.667 mm

: 설계속도 200 km/h 이하 - L/1200

- 복선재하 최대 활하중 처짐량 (충격포함)

최대값 : 1.960 mm < 16.667 mm O.K

[KRL-2012]



11 . 합성거더 단면검토(외측)

11 . 1 재료특성 및 단면특성

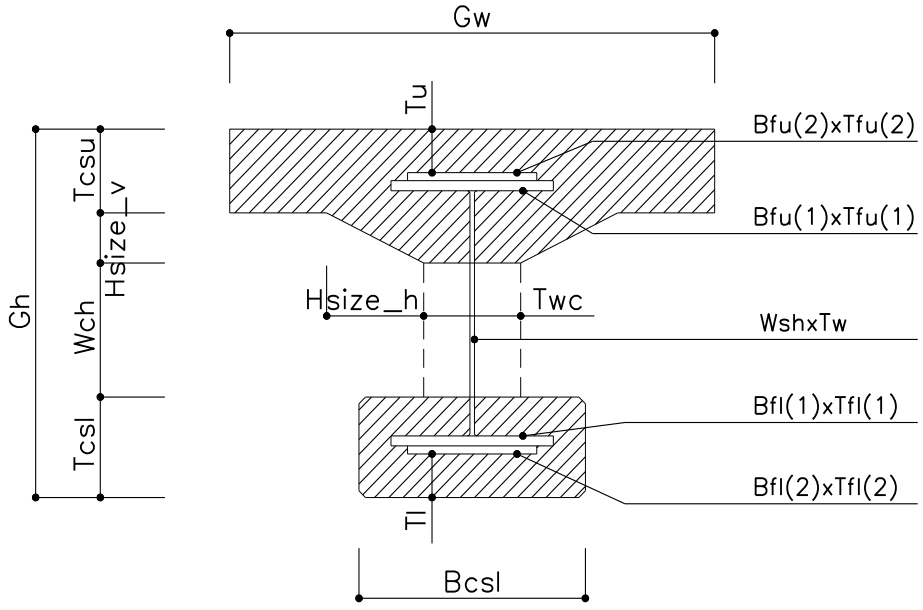
1) 재료특성

강재의 탄성계수	: Es	=	205000.00	MPa
강재의 항복강도	: fsy	=	355.00	MPa
강재의 단위질량	: Ws	=	77.00	kN/㎥
하부 플랜지 콘크리트의 설계기준강도	: fck	=	45.00	MPa
바닥판 콘크리트의 설계기준강도	: fck'	=	30.00	MPa
복부 콘크리트의 설계기준강도	: fck'	=	30.00	MPa
철근콘크리트 단위질량	: Wc	=	24.50	kN/㎥
콘크리트의 초기 크리프 계수	: ϕi	=	0.50	
콘크리트의 최종 크리프 계수	: ϕc	=	2.00	
콘크리트의 초기 건조수축률	: εi	=	0.0000075	
콘크리트의 최종 건조수축률	: εc	=	0.00018	

2) 단면특성

교 폭 (B)	: 1.450 + 4 @ 2.000 + 1.450	=	10.900	m
거더길이 (L)	: 합성거더길이	=	18.000	m
계산지간 (L')	:	=	16.000	m
빔 설계	:	등단면 사용	삼각헌치 사용	

- 단면치수(단위:mm)



(1) 콘크리트 단면 [형고(GH) = 1300 mm]

상부 슬래브	┌ GW	:	2450.00	복부	┌ TWC	:	300.00
	└ TCSU	:	280.00		└ WCH	:	570.00
헌치	┌ HSIZE_V	:	150.00	하부 케이싱	┌ BCSL	:	700.00
	└ HSIZE_H	:	300.00		└ TCSL	:	300.00

(2) 강형 단면

상부 플랜지	┌ BFU(1)	:	500.00	하부 플랜지	┌ BFL(1)	:	500.00
	| BFU(2)	:	400.00		| BFL(2)	:	400.00
	| TFU(1)	:	20.00		| TFL(1)	:	20.00
	└ TFU(2)	:	20.00		└ TFL(2)	:	20.00
복부	┌ TW	:	15.00	덮개	┌ TU	:	140.00
	└ WSH	:	940.00		└ TL	:	140.00

*** 바닥판 유효폭**

(1) 켄틸레버 구간

$$b1 = a' - \frac{TWC}{2} - HSIZE_V = 1450.0 - \frac{300.00}{2} - 150.00 = 1150.00 \text{ mm}$$

$$\ell = 1.00 \times L = 1.00 \times 16000.0 = 16000.00 \text{ mm}$$

$$b1/\ell = 0.0719 \quad ☞ \quad 0.05 < b1/\ell < 0.3$$

$$be1 = (1.1 - 2 \times (b1 / \ell)) \times b1 = 1099.69 \text{ mm}$$

(2) 외측경간 구간

$$b2 = \frac{a - TWC - 2 \times HSIZE_V}{2} = \frac{2000.0 - 300.00 - 2 \times 150.00}{2} = 700.00 \text{ mm}$$

$$\ell = 1.00 \times L = 1.00 \times 16000.0 = 16000.00 \text{ mm}$$

$$b2/\ell = 0.0438 \quad ☞ \quad b2/\ell \leq 0.05$$

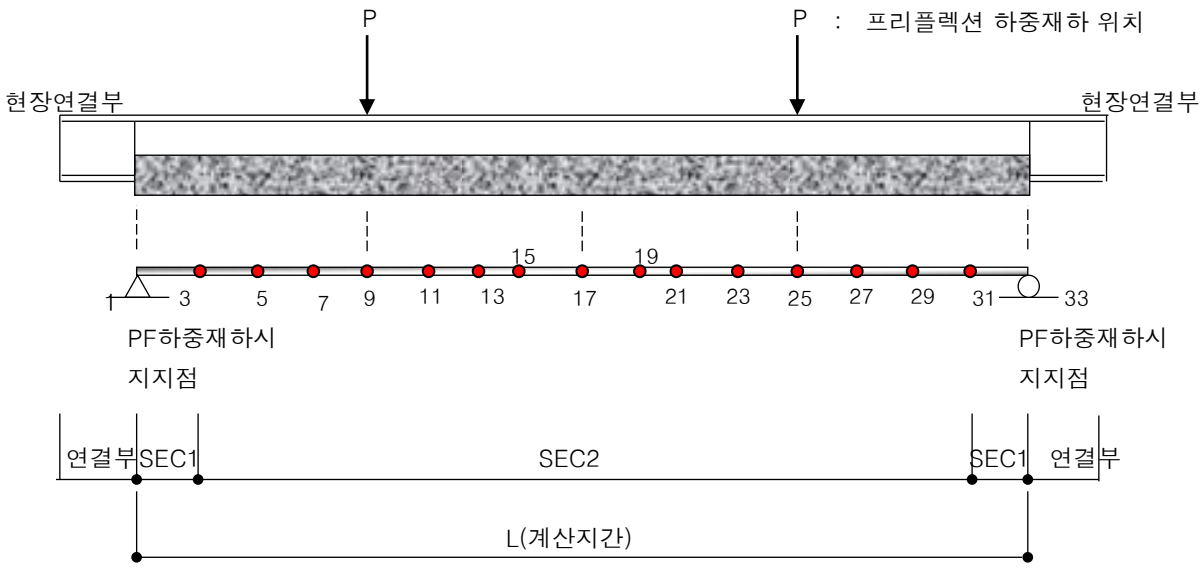
$$be2 = b2 = 700.00 \text{ mm}$$

∴ 외측거더 유효폭

$$GW = be1 + be2 + TWC + 2 \times HSIZE_V$$

$$= 1150.0 + 700.00 + 300.00 + 2 \times 150.00 = 2450.00 \text{ mm}$$

3) 프리플렉션 하중위치및 하중비



제1 프리플렉션 하중위치 : NPOI1 = 9
제2 프리플렉션 하중위치 : NPOI2 = 25
프리프렉션 하중비 : RATIO_PF = 0.900

4) 합성거더의 해석단계

STEP 1 : 정모멘트 거더의 프리플렉션 하중 도입

STEP 2 : 정모멘트 거더의 프리플렉션 하중 릴리즈

STEP 3 : 정모멘트 거더의 강재 및 하부케이싱 콘크리트의 자중

STEP 4 : 정모멘트 거더의 하부 케이싱 콘크리트의 초기 크리프

STEP 5 : 정모멘트 거더의 하부 케이싱 콘크리트의 초기 건조수축

STEP 6 : 합성전 하중

STEP 7 : 합성후 하중

STEP 8 : 하부 케이싱 콘크리트의 최종 크리프

STEP 9 : 바닥판 콘크리트의 초기 크리프

STEP 10 : 하부 케이싱 콘크리트의 최종 건조수축

STEP 11 : 바닥판 콘크리트의 최종 건조수축

5) 각 부재의 허용응력 및 물리상수

구 분 / 부 재	허용응력의 종류	하 중 상 태	적 요	수 치
하부 케이싱 콘 크 리 트	인장	RELEASE 직후	0.50 √fci	3.18 MPa
		설 계 하 중	0.50 √fck	3.35 MPa
		균열발생 하중	0.63 √fck	4.23 MPa
	압축	RELEASE 직후	0.60 fci	24.30 MPa
		설 계 하 중	0.40 fck	18.00 MPa
강 형	인장	PREFLEXION 시	0.80 fsy	284.00 MPa
		설 계 하 중	판두께 40 이하	215.00 MPa
	압축	PREFLEXION 시	0.90 fsy	319.50 MPa
		설 계 하 중	판두께 40 이하	215.00 MPa
	전단	PREFLEXION 하중 및 설계하중	SM 520B	120.00 MPa
			SM 570	155.00 MPa
	지압	PREFLEXION 하중 및 설계하중	SM 520B	320.00 MPa
			SM 570	405.00 MPa
바 닥 판 콘크리트	인장	설 계 하 중	0.07 fck' ≤ 25.0 MPa	2.10 MPa
	압축	설 계 하 중	0.4 fck'	12.00 MPa
바 닥 판 철 근	인장	설 계 하 중	SD 40	160.00 MPa
	압축	설 계 하 중	SD 40	160.00 MPa

· 전단보강이 있는 부재의 최대 허용 전단력 : $\tau c = 1.10 \sqrt{fck}$

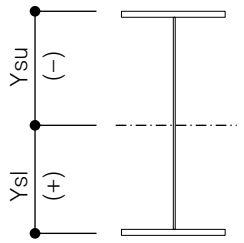
· fck = 45 : 7.4 MPa (하부케이싱 콘크리트)
· fck' = 30 : 6.0 MPa (바닥판 콘크리트)

※ 상기의 사항은 PREFLEX 합성형 표준 시방서(안) 및 철도교설계기준에 준함

11 . 2 주형의 단면특성

11 . 2. 1 단면(1)

1) 강형의 단면특성 - STEP 1



	b	h	A	y	A×y	A×y²	Io
U1.flg	500.0	20.0	10000.0	-480.0	-4800000.0	2304000000.0	333333.3
Web	15.0	940.0	14100.0	0.0	0.0	0.0	1038230000.0
L1.flg	500.0	20.0	10000.0	480.0	4800000.0	2304000000.0	333333.3
계			34100.0		0.0	4608000000.0	1038896666.7

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{0.0}{34100.0} =$ 0.0 mm Hs = 980 mm (강형전체높이)

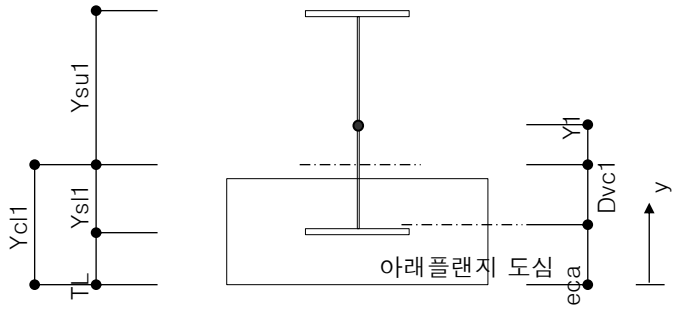
As : (강형의 단면적) = 34100.0 mm^2

Ysu = -Hs/2 - es = -490.0 mm

Ysl = Hs/2 - es = 490.0 mm

Is = $\sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times es^2$ = 5646896666.7 mm^4

2) PREFLEX 주형의 단면특성(강형 + 아래플랜지 콘크리트)



(1) 합성전 사하중 작용시 - STEP 2,3

$nca = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (0.9 \times 45.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 6.6$ TL = 160 mm

	b	h	A	y	A×y	A×y²	Io
CASING	700.0	300.0	210000.0	150.0	31500000.0	4725000000.0	1575000000.0
Web	15.0	120.0	-1800.0	240.0	-432000.0	-103680000.0	-2160000.0
L1.flg	500.0	20.0	-10000.0	170.0	-1700000.0	-289000000.0	-333333.3
계			198200.0		29368000.0	4332320000.0	1572506666.7

$$eca = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{29368000.0}{198200.0} = 148.2 \text{ mm}$$ Hs = 980 mm (강형전체높이)

Aca : (하부 케이싱 단면적) = 198200.0 mm^2

Av1 : (환산 단면적) = 64046.5 mm^2

Ica = $\sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times eca^2$ = 1553265496.1 mm^4

Y1 = $-\{As \times (Ysl + TL) + Aca \times eca/nca\} / Av1 + (Ysl + TL)$ = 234.6 mm

Ysu1 = Ysu − Y1 = −724.6 mm

Ysl1 = Hs + Ysu1 = 255.4 mm

Ycu1 = Ycl1 − TCSL = 115.4 mm

Ycl1 = Ysl1 + TL = 415.4 mm

Dvc1 = Ycl1 −eca = 267.2 mm

Iv1 = $Is + As \times Y1^2 + (Ica + Aca \times Dvc1^2) / nca$ = 9896829458.4 mm^4

(2) 합성전 사하중 작용시

$$nca = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (1 \times 45.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 6.4$$

Av1	=	64945.4 mm^2	Ysu1	=	−728.3 mm
Y1	=	238.3 mm	Ysl1	=	251.7 mm
Dvc1	=	263.5 mm	Ycu1	=	111.7 mm
Iv1	=	9967158542.6 mm^4	Ycl1	=	411.7 mm

(3) 하부플랜지 콘크리트의 초기 크리프 고려시 – STEP 4

$$ncr = n \times \left(1 + \frac{\Phi 1}{2}\right) = 6.6 \left(1 + \frac{0.50}{2}\right) \fallingdotseq 8.3$$

Avc1	=	58057.2 mm^2	Ysuc1	=	−697.1 mm
Yc1	=	207.1 mm	Yslc1	=	282.9 mm
Dvcc1	=	294.7 mm	Ycuc1	=	142.9 mm
Ivc1	=	9378219787.7 mm^4	Yclc1	=	442.9 mm

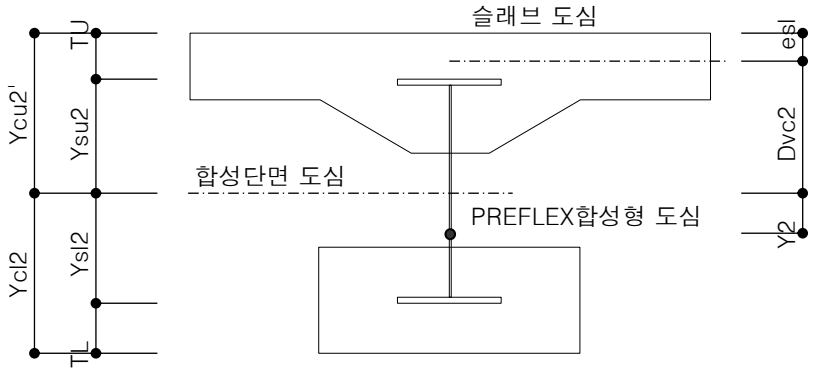
(4) 하부플랜지 콘크리트의 초기 건조수축 고려시 – STEP 5

$\Phi 2 = 2 \times \Phi 1 = 2 \times 0.50 = 1.0$

$$nsh = n \times \left(1 + \frac{\Phi 2}{2}\right) = 6.6 \left(1 + \frac{1.0}{2}\right) \fallingdotseq 9.9$$

Avs1	=	54064.3 mm^2	Ysus1	=	−675.3 mm
Ys1	=	185.3 mm	Ysls1	=	304.7 mm
Dvcs1	=	316.5 mm	Ycus1	=	164.7 mm
Ivs1	=	8974421856.3 mm^4	Ycls1	=	464.7 mm

3) PREFLEX 합성형 단면특성(PREFLEX GIRDER + DECK SLAB)



(1) 슬래브 합성후 – STEP 6

$$nsl = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (1 \times 30.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 7.2$$

TU = 160 mm
TL = 160 mm

	b	h	A	y	A×y	A×y²	Io
SLAB	2450.0	280.0	686000.0	140.0	96040000.0	13445600000.0	4481866666.7
HUNCH(1)	300.0	150.0	45000.0	330.0	14850000.0	4900500000.0	56250000.0
HUNCH(2)	300.0	150.0	45000.0	355.0	15975000.0	5671125000.0	84375000.0
U1.FLG	500.0	20.0	-10000.0	170.0	-1700000.0	-289000000.0	-333333.3
Web	15.0	250.0	-3750.0	305.0	-1143750.0	-348843750.0	-19531250.0
계			762250.0		124021250.0	23379381250.0	4602627083.3

$$esl = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{124021250.0}{762250.0} = 162.7 \text{ mm}$$

Hs = 980 mm
(강형전체높이)

Asl : (슬래브 + 헌치 단면적) = 762250.0 mm^2
Av2 : (환산 단면적) = 171120.0 mm^2

$Isl = \sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times esl^2 = 7803234372.6\ mm^4$

$Y2 = \{Av1 \times (-Ysu1 + TU) + Asl \times esl/nsl\} / Av2 - (-Ysu1 + TU) = -450.2$ mm

Ysu2 = Ysu1 – Y2 = -278.1 mm
Ysl2 = Hs + Ysu2 = 701.9 mm

Ycu2 = Ycl2 – TCSL = 561.9 mm
Ycl2 = Ysl2 + TL = 861.9 mm

Ycu2' = Ysu2 – TU = -438.1 mm
Ycl2' = Ycu2' + TCSU = -158.1 mm

Dvc2 = Ycu2' + esl = -275.4 mm

$Iv2 = Iv1 + Av1 \times Y2^2 + (Isl + Asl \times Dvc2^2) / nsl = 32272110192.9\ mm^4$

(2) 슬래브 크리프 고려시 – STEP 8

$$ncr2 = n \times \left(1 + \frac{\Phi 1}{2}\right) = 7.2 \left(1 + \frac{2.0}{2}\right) \fallingdotseq 14.4$$

Avc2	=	118032.7 mm^2	Ysuc2	=	−402.0 mm
Yc2	=	−326.4 mm	Yslc2	=	578.0 mm
Dvcc2	=	−399.3 mm	Ycuc2	=	438.0 mm
Ivc2	=	25891225553.7 mm^4	Yclc2	=	738.0 mm
			Ycuc2'	=	−562.0 mm
			Yclc2'	=	−282.0 mm

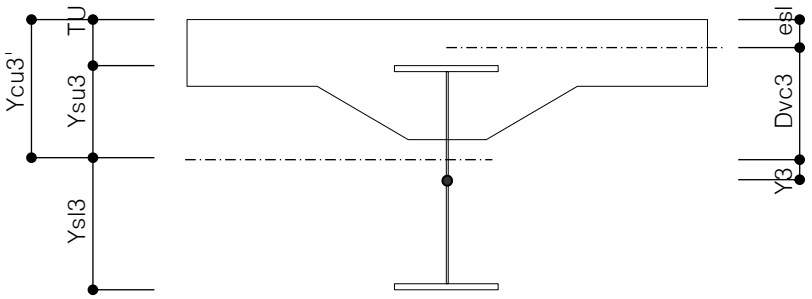
(3) 슬래브 건조수축 고려시 – STEP 10

$$\Phi 2 = 2 \times \Phi 1 = 2 \times 2.0 = 4.0$$

$$nsh2 = n \times \left(1 + \frac{\Phi 2}{2}\right) = 7.2 \left(1 + \frac{4.0}{2}\right) \fallingdotseq 21.5$$

Avs2	=	100337.0 mm^2	Ysus2	=	−472.4 mm
Ys2	=	−256.0 mm	Ysls2	=	507.6 mm
Dvcs2	=	−469.7 mm	Ycus2	=	367.6 mm
Ivs2	=	22391586930.3 mm^4	Ycls2	=	667.6 mm
			Ycus2'	=	−632.4 mm
			Ycls2'	=	−352.4 mm

4) 강형 + SLAB



nsl = 7.2

Av3 = As + Asl / nsl = 140274.6 mm^2

Y3 = {As×(−Ysu + TU) + Asl×esl/nsl} / Av3 − (−Ysu + TU) = −368.8 mm

Ysu3 = Ysu − Y3 = −121.2 mm

Ysl3 = Hs + Ysu3 = 858.8 mm

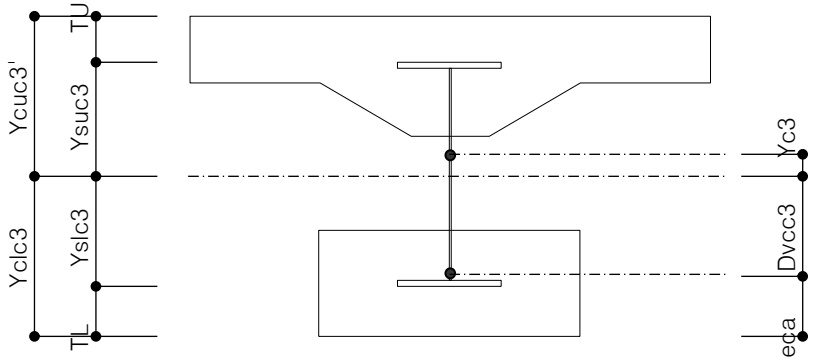
Ycu3' = Ysu3 − TU = −281.2 mm

Ycl3' = Ycu3' + TCSU = −1.2 mm

Dvc3 = Ycu3' + esl = −118.5 mm

Iv3 = Is + As×Y3^2 + (Isl + Asl×Dvc3^2) / nsl = 12862700628.4 mm^4

5) 아래 플랜지 콘크리트의 최종 크리프 고려시 – STEP 7



nca = 6.4

ncr3 = $n \times \left(1 + \frac{\Phi 1}{2}\right) = 6.4 \left(1 + \frac{2.0}{2}\right) \fallingdotseq 12.9$

Avc3 = Av3 + Aca / ncr3 = 155697.3 mm^2

Yc3 = Ycu3' + {(Av3×−Ycu3') + Aca×(H − eca)/ncr3} / Avc3 = 86.2 mm

Ysuc3 = Ysu3 − Yc3 = −207.4 mm

Yslc3 = Hs + Ysuc3 = 772.6 mm

Ycuc3 = Yclc3 − TCSL = 632.6 mm

Yclc3 = Yslc3 + TL = 932.6 mm

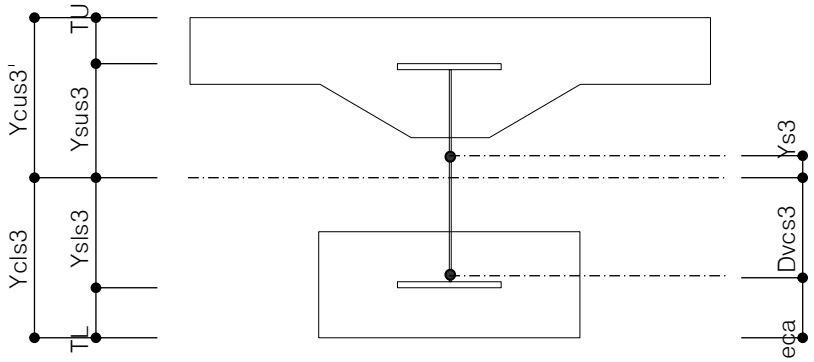
Ycuc3' = Ysuc3 − TU = −367.4 mm

Yclc3' = Ycuc3' + TCSU = −87.4 mm

Dvcc3 = Yslc3 + TL − eca = 784.4 mm

Ivc3 = Iv3 + Av3×Yc3^2 + (Ica + Aca×Dvcc3^2) / ncr3 = 23516740022.9 mm^4

6) 아래 플랜지 콘크리트의 최종 건조수축 고려시 – STEP 9



Φ2 = 2 × Φ1 = 2 × 2.0 = 4.0

nsh3 = $n \times \left(1 + \frac{\Phi 2}{2}\right) = 6.4 \left(1 + \frac{4.0}{2}\right) \fallingdotseq 19.3$

$Avs3 = Av3 + Aca / nsh3 = 150556.4\ mm^2$

$Ys3 = Ycu3' + \{(Av3 \times -Ycu3') + Aca \times (H - eca)/nsh3\} / Avs3 = 59.5\ mm$

$Ysus3 = Ysu3 - Ys3 = -180.6\ mm$

$Ysls3 = Hs + Ysus3 = 799.4\ mm$

$Ycus3 = Ycls3 - TCSL = 659.4\ mm$

$Ycls3 = Ysls3 + TL = 959.4\ mm$

$Ycus3' = Ysus3 - TU = -340.6\ mm$

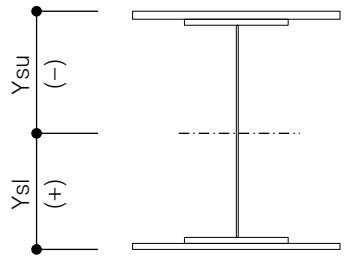
$Ycls3' = Ycus3' + TCSU = -60.6\ mm$

$Dvcs3 = Ysls3 + TL - eca = 811.2\ mm$

$Ivs3 = Iv3 + Av3 \times Ys3^2 + (Ica + Aca \times Dvcs3^2) / nsh3 = 20205171048.2\ mm^4$

11 . 2. 2 단면(2)

1) 강형의 단면특성 - STEP 1



	b	h	A	y	A×y	A×y^2	Io
U2.flg	400.0	20.0	8000.0	-500.0	-4000000.0	2000000000.0	266666.7
1-1) 단면			34100.0		0.0	4608000000.0	1038896666.7
L2.flg	400.0	20.0	8000.0	500.0	4000000.0	2000000000.0	266666.7
계			50100.0		0.0	8608000000.0	1039430000.0

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{0.0}{50100.0} =$ 0.0 mm Hs = 1020 mm (강형전체높이)

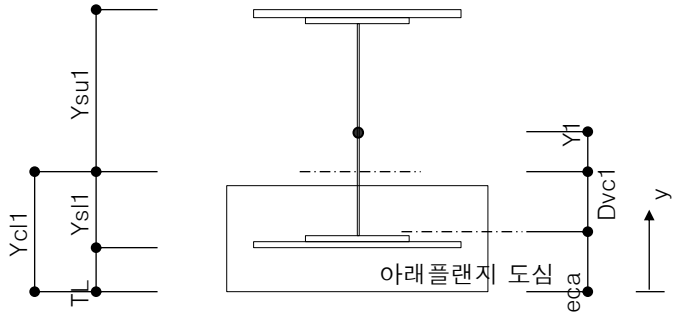
As : (강형의 단면적) = 50100.0 mm^2

Ysu = -Hs/2 - es = -510.0 mm

Ysl = Hs/2 - es = 510.0 mm

Is = $\sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times es^2$ = 9647430000.0 mm^4

2) PREFLEX 주형의 단면특성(강형 + 아래플랜지 콘크리트)



(1) 합성전 사하중 작용시 - STEP 2,3

$nca = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (0.9 \times 45.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 6.6$ TL = 140 mm

	b	h	A	y	A×y	A×y^2	Io
CASING	700.0	300.0	210000.0	150.0	31500000.0	4725000000.0	1575000000.0
Web	15.0	120.0	-1800.0	220.0	-396000.0	-87120000.0	-2160000.0
L2.flg	400.0	20.0	-8000.0	150.0	-1200000.0	-180000000.0	-266666.7
계			200200.0		29904000.0	4457880000.0	1572573333.3

$eca = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{29904000.0}{200200.0} = 149.4\ mm$ Hs = 1020 mm

(강형전체높이)

Aca : (하부 케이싱 단면적) = 200200.0 mm^2

Av1 : (환산 단면적) = 80348.7 mm^2

$Ica = \sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times eca^2$ = 1563674032.6 mm^4

$Y1 = -\{As \times (Ysl + TL) + Aca \times eca/nca\} / Av1 + (Ysl + TL)$ = 188.5 mm

Ysu1 = Ysu − Y1 = −698.5 mm

Ysl1 = Hs + Ysu1 = 321.5 mm

Ycu1 = Ycl1 − TCSL = 161.5 mm

Ycl1 = Ysl1 + TL = 461.5 mm

Dvc1 = Ycl1 −eca = 312.2 mm

$Iv1 = Is + As \times Y1^2 + (Ica + Aca \times Dvc1^2) / nca$ = 14610825974.8 mm^4

(2) 합성전 사하중 작용시

$$nca = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (1 \times 45.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 6.4$$

Av1	=	81256.7 mm^2	Ysu1	=	−702.0 mm
Y1	=	192.0 mm	Ysl1	=	318.0 mm
Dvc1	=	308.7 mm	Ycu1	=	158.0 mm
Iv1	=	14705407247.8 mm^4	Ycl1	=	458.0 mm

(3) 하부플랜지 콘크리트의 초기 크리프 고려시 – STEP 4

$$ncr = n \times (1 + \frac{\Phi 1}{2}) = 6.6 \times (1 + \frac{0.50}{2}) \fallingdotseq 8.3$$

Avc1	=	74299.0 mm^2	Ysuc1	=	−673.1 mm
Yc1	=	163.1 mm	Yslc1	=	346.9 mm
Dvcc1	=	337.6 mm	Ycuc1	=	186.9 mm
Ivc1	=	13926069727.2 mm^4	Yclc1	=	486.9 mm

(4) 하부플랜지 콘크리트의 초기 건조수축 고려시 – STEP 5

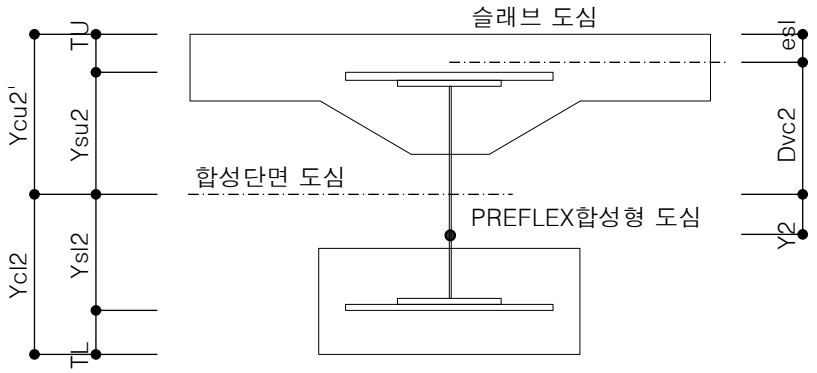
$\Phi 2 = 2 \times \Phi 1 = 2 \times 0.50 = 1.0$

$$nsh = n \times (1 + \frac{\Phi 2}{2}) = 6.6 \times (1 + \frac{1.0}{2}) \fallingdotseq 9.9$$

Avs1	=	70265.8 mm^2	Ysus1	=	−653.7 mm
Ys1	=	143.7 mm	Ysls1	=	366.3 mm
Dvcs1	=	357.0 mm	Ycus1	=	206.3 mm
Ivs1	=	13408579117.4 mm^4	Ycls1	=	506.3 mm

3) PREFLEX 합성형 단면특성(PREFLEX GIRDER + DECK SLAB)

(1) 슬래브 합성후 - STEP 6



$$nsl = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (1 \times 30.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 7.2$$

TU = 140 mm
TL = 140 mm

	b	h	A	y	A×y	$A×y^2$	Io
SLAB	2450.0	280.0	686000.0	140.0	96040000.0	13445600000.0	4481866666.7
HUNCH(1)	300.0	150.0	45000.0	330.0	14850000.0	4900500000.0	56250000.0
HUNCH(2)	300.0	150.0	45000.0	355.0	15975000.0	5671125000.0	84375000.0
U2.flg	400.0	20.0	−8000.0	150.0	−1200000.0	−180000000.0	−266666.7
Web	15.0	250.0	−3750.0	295.0	−1106250.0	−326343750.0	−19531250.0
계			764250.0		124558750.0	23510881250.0	4602693750.0

$$esl = \frac{\sum A×y}{\sum A} = \frac{124558750.0}{764250.0} = 163.0 \text{ mm}$$

Hs = 1020 mm (강형전체높이)

Asl : (슬래브 + 헌치 단면적) = 764250.0 mm^2
Av2 : (환산 단면적) = 187709.9 mm^2

$Isl = \sum Io + \sum A×y^2 - \sum A×esl^2$ = 7812780493.5 mm4

Y2 = {Av1×(−Ysu1 + TU) + Asl×esl/nsl} / Av2 − (−Ysu1 + TU) = −385.1 mm

Ysu2	= Ysu1 − Y2	=	−316.9 mm
Ysl2	= Hs + Ysu2	=	703.1 mm
Ycu2	= Ycl2 − TCSL	=	543.1 mm
Ycl2	= Ysl2 + TL	=	843.1 mm
Ycu2'	= Ysu2 − TU	=	−456.9 mm
Ycl2'	= Ycu2' + TCSU	=	−176.9 mm
Dvc2	= Ycu2' + esl	=	−293.9 mm

Iv2 = Iv1 + Av1×Y2^2 + (Isl + Asl×Dvc2^2) / nsl = 37037897154.4 mm^4

(2) 슬래브 크리프 고려시 – STEP 8

$$ncr2 = n \times \left(1 + \frac{\Phi 1}{2}\right) = 7.2 \left(1 + \frac{2.0}{2}\right) \fallingdotseq 14.4$$

Avc2	=	134483.3 mm^2	Ysuc2	=	−433.2 mm
Yc2	=	−268.7 mm	Yslc2	=	586.8 mm
Dvcc2	=	−410.2 mm	Ycuc2	=	426.8 mm
Ivc2	=	30075737527.6 mm^4	Yclc2	=	726.8 mm
			Ycuc2'	=	−573.2 mm
			Yclc2'	=	−293.2 mm

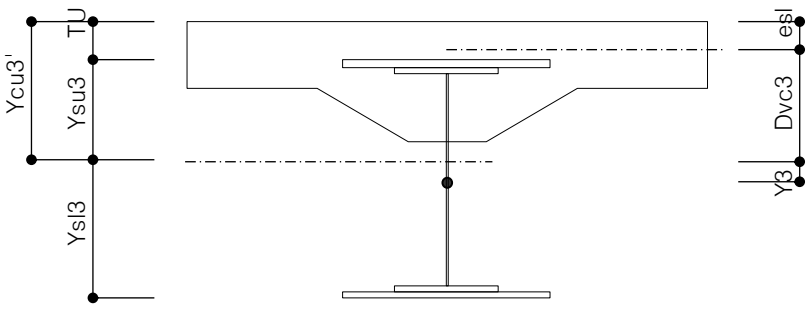
(3) 슬래브 건조수축 고려시 – STEP 10

$$\Phi 2 = 2 \times \Phi 1 = 2 \times 2.0 = 4.0$$

$$nsh2 = n \times \left(1 + \frac{\Phi 2}{2}\right) = 7.2 \left(1 + \frac{4.0}{2}\right) \fallingdotseq 21.5$$

Avs2	=	116741.1 mm^2	Ysus2	=	−495.6 mm
Ys2	=	−206.4 mm	Ysls2	=	524.4 mm
Dvcs2	=	−472.6 mm	Ycus2	=	364.4 mm
Ivs2	=	26454475523.8 mm^4	Ycls2	=	664.4 mm
			Ycus2'	=	−635.6 mm
			Ycls2'	=	−355.6 mm

4) 강형 + SLAB



nsl = 7.2

Av3 = As + Asl / nsl = 156553.2 mm^2

Y3 = {As×(−Ysu + TU) + Asl×esl/nsl} / Av3 − (−Ysu + TU) = −331.2 mm

Ysu3 = Ysu − Y3 = −178.8 mm

Ysl3 = Hs + Ysu3 = 841.2 mm

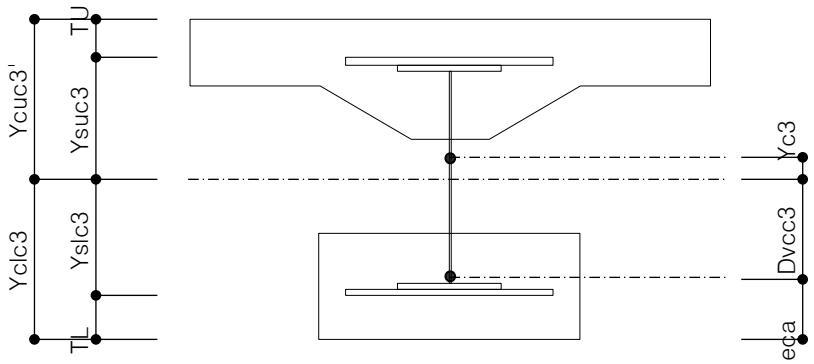
$Ycu3' = Ysu3 - TU = -318.8\ mm$

$Ycl3' = Ycu3' + TCSU = -38.8\ mm$

$Dvc3 = Ycu3' + esl = -155.9\ mm$

$Iv3 = Is + As \times Y3^2 + (Isl + Asl \times Dvc3^2) / nsl = 18815934974.7\ mm^4$

5) 아래 플랜지 콘크리트의 최종 크리프 고려시 – STEP 7



$nca = 6.4$

$ncr3 = n \times \left(1 + \frac{\Phi 1}{2}\right) = 6.4 \left(1 + \frac{2.0}{2}\right) \fallingdotseq 12.9$

$Avc3 = Av3 + Aca / ncr3 = 172131.5\ mm^2$

$Yc3 = Ycu3' + \{(Av3 \times -Ycu3') + Aca \times (H - eca)/ncr3\} / Avc3 = 75.3\ mm$

$Ysuc3 = Ysu3 - Yc3 = -254.1\ mm$

$Yslc3 = Hs + Ysuc3 = 765.9\ mm$

$Ycuc3 = Yclc3 - TCSL = 605.9\ mm$

$Yclc3 = Yslc3 + TL = 905.9\ mm$

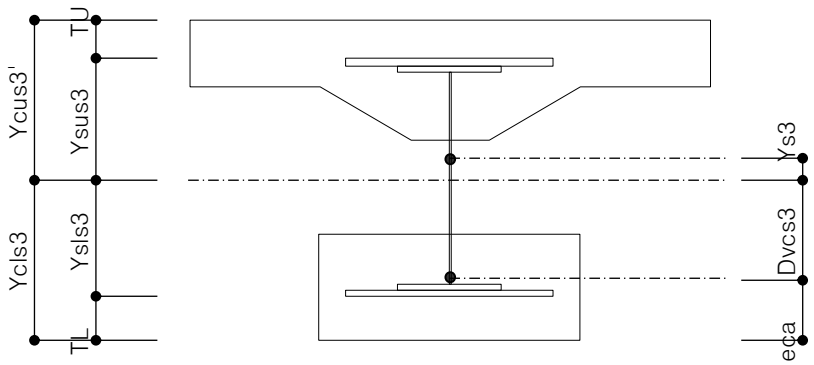
$Ycuc3' = Ysuc3 - TU = -394.1\ mm$

$Yclc3' = Ycuc3' + TCSU = -114.1\ mm$

$Dvcc3 = Yslc3 + TL - eca = 756.5\ mm$

$Ivc3 = Iv3 + Av3 \times Yc3^2 + (Ica + Aca \times Dvcc3^2) / ncr3 = 28740471344.5\ mm^4$

6) 아래 플랜지 콘크리트의 최종 건조수축 고려시 – STEP 9



$\Phi 2 = 2 \times \Phi 1 = 2 \times 2.0 = 4.0$

$nsh3 = n \times \left(1 + \frac{\Phi 2}{2} \right) = 6.4 \left(1 + \frac{4.0}{2} \right) \fallingdotseq 19.3$

$Avs3 = Av3 + Aca / nsh3 = 166938.7\ mm^2$

$Ys3 = Ycu3' + \{(Av3 \times -Ycu3') + Aca \times (H - eca)/nsh3\} / Avs3 = 51.7\ mm$

$Ysus3 = Ysu3 - Ys3 = -230.6\ mm$

$Ysls3 = Hs + Ysus3 = 789.4\ mm$

$Ycus3 = Ycls3 - TCSL = 629.4\ mm$

$Ycls3 = Ysls3 + TL = 929.4\ mm$

$Ycus3' = Ysus3 - TU = -370.6\ mm$

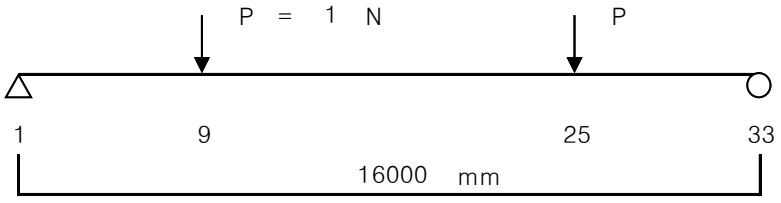
$Ycls3' = Ycus3' + TCSU = -90.6\ mm$

$Dvcs3 = Ysls3 + TL - eca = 780.0\ mm$

$Ivs3 = Iv3 + Av3 \times Ys3^2 + (Ica + Aca \times Dvcs3^2) / nsh3 = 25635577176.5\ mm^4$

11 . 3 거더부 응력검토

1) 프리플렉션 하중



fsy = 355.00 MPa

Mmax = P × X = 1.00 × 4000.00 = 4000.00 N.mm

$$fsu = \frac{Mmax}{Is} \times Ysu = \frac{4000.00}{9647430000.0} \times -510.0 = -0.0002115 \text{ MPa}$$

$$fsl = \frac{Mmax}{Is} \times Ysl = \frac{4000.00}{9647430000.0} \times 510.0 = 0.0002115 \text{ MPa}$$

$$PF1 = \frac{0.90 \times fsy}{abs(fsu)} = \frac{0.90 \times 355}{0.0002115} = 1510.96 \text{ kN}$$

$$PF2 = \frac{0.80 \times fsy}{abs(fsl)} = \frac{0.80 \times 355}{0.0002115} = 1343.07 \text{ kN}$$

☞ 0.9×fsy : 강형의 프리플렉션 재하시 주거더의 허용압축응력
0.8×fsy : 강형의 프리플렉션 재하시 주거더의 허용인장응력

PF = Min(PF1, PF2) = 1343.07 kN

적용PF = 0.90 × 1343.07 = 1208.77 kN (적용 프리플렉션 하중)

◆ **부재력**

부재	거리	모멘트(kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0	0.00	604.38	1208.77	1208.77
2	500	604.38	1208.77	1208.77	1208.77
3	1000	1208.77	1813.15	1208.77	1208.77
4	1500	1813.15	2417.53	1208.77	1208.77
5	2000	2417.53	3021.92	1208.77	1208.77
6	2500	3021.92	3626.30	1208.77	1208.77
7	3000	3626.30	4230.68	1208.77	1208.77
8	3500	4230.68	4835.06	1208.77	1208.77
9	4000	4835.06	4835.06	0.00	0.00
10	4500	4835.06	4835.06	0.00	0.00
11	5000	4835.06	4835.06	0.00	0.00
12	5500	4835.06	4835.06	0.00	0.00
13	6000	4835.06	4835.06	0.00	0.00
14	6500	4835.06	4835.06	0.00	0.00
15	7000	4835.06	4835.06	0.00	0.00
16	7500	4835.06	4835.06	0.00	0.00

◆ 응력의 합계(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-31.95	31.95	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-63.90	63.90	0.00	0.00	0.00	0.00
3	-95.85	95.85	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-127.80	127.80	0.00	0.00	0.00	0.00
5	-159.75	159.75	0.00	0.00	0.00	0.00
6	-191.70	191.70	0.00	0.00	0.00	0.00
7	-223.65	223.65	0.00	0.00	0.00	0.00
8	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
9	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
10	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
11	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
12	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
13	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
14	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
15	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
16	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
허용 응력	-319.50	-319.50	0.00	0.00	0.00	0.00
	284.00	284.00	0.00	0.00	0.00	0.00
만족	O.K	O.K				

2) 릴리즈

RE = 1208.77 kN (릴리즈 하중)

◆ 부재력

부재	거리	모멘트(kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0	0.00	-604.38	-1208.77	-1208.77
2	500	-604.38	-1208.77	-1208.77	-1208.77
3	1000	-1208.77	-1813.15	-1208.77	-1208.77
4	1500	-1813.15	-2417.53	-1208.77	-1208.77
5	2000	-2417.53	-3021.92	-1208.77	-1208.77
6	2500	-3021.92	-3626.30	-1208.77	-1208.77
7	3000	-3626.30	-4230.68	-1208.77	-1208.77
8	3500	-4230.68	-4835.06	-1208.77	-1208.77
9	4000	-4835.06	-4835.06	0.00	0.00
10	4500	-4835.06	-4835.06	0.00	0.00
11	5000	-4835.06	-4835.06	0.00	0.00
12	5500	-4835.06	-4835.06	0.00	0.00
13	6000	-4835.06	-4835.06	0.00	0.00
14	6500	-4835.06	-4835.06	0.00	0.00
15	7000	-4835.06	-4835.06	0.00	0.00
16	7500	-4835.06	-4835.06	0.00	0.00

◆ 응력(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	28.89	-13.30	-1.01	-2.88	0.00	0.00
2	57.79	-26.60	-2.02	-5.77	0.00	0.00
3	86.68	-39.90	-3.03	-8.65	0.00	0.00
4	115.57	-53.20	-4.04	-11.54	0.00	0.00
5	144.46	-66.50	-5.05	-14.42	0.00	0.00
6	173.36	-79.80	-6.06	-17.31	0.00	0.00
7	202.25	-93.10	-7.07	-20.19	0.00	0.00
8	231.14	-106.40	-8.08	-23.08	0.00	0.00
9	231.14	-106.40	-8.08	-23.08	0.00	0.00
10	231.14	-106.40	-8.08	-23.08	0.00	0.00
11	231.14	-106.40	-8.08	-23.08	0.00	0.00
12	231.14	-106.40	-8.08	-23.08	0.00	0.00
13	231.14	-106.40	-8.08	-23.08	0.00	0.00
14	231.14	-106.40	-8.08	-23.08	0.00	0.00
15	231.14	-106.40	-8.08	-23.08	0.00	0.00
16	231.14	-106.40	-8.08	-23.08	0.00	0.00

3) 강형과 하부플랜지 콘크리트의 자중

강재 자중	:	0.050	×	78.50	=	3.933
하부케이싱 콘크리트 자중	:	0.200	×	25.00	=	5.005
합계						8.938 kN/m

◆ 부재력

부재	거리	모멘트(kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0	0.00	34.63	71.50	67.04
2	500	34.63	67.04	67.04	62.57
3	1000	67.04	97.20	62.57	58.10
4	1500	97.20	125.13	58.10	53.63
5	2000	125.13	150.83	53.63	49.16
6	2500	150.83	174.29	49.16	44.69
7	3000	174.29	195.52	44.69	40.22
8	3500	195.52	214.51	40.22	35.75
9	4000	214.51	231.27	35.75	31.28
10	4500	231.27	245.80	31.28	26.81
11	5000	245.80	258.08	26.81	22.35
12	5500	258.08	268.14	22.35	17.88
13	6000	268.14	275.96	17.88	13.41
14	6500	275.96	281.55	13.41	8.94
15	7000	281.55	284.90	8.94	4.47
16	7500	284.90	286.02	4.47	0.00

◆ 응력(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-1.66	0.76	0.06	0.17	0.00	0.00
2	-3.20	1.48	0.11	0.32	0.00	0.00
3	-4.65	2.14	0.16	0.46	0.00	0.00
4	-5.98	2.75	0.21	0.60	0.00	0.00
5	-7.21	3.32	0.25	0.72	0.00	0.00
6	-8.33	3.84	0.29	0.83	0.00	0.00
7	-9.35	4.30	0.33	0.93	0.00	0.00
8	-10.25	4.72	0.36	1.02	0.00	0.00
9	-11.06	5.09	0.39	1.10	0.00	0.00
10	-11.75	5.41	0.41	1.17	0.00	0.00
11	-12.34	5.68	0.43	1.23	0.00	0.00
12	-12.82	5.90	0.45	1.28	0.00	0.00
13	-13.19	6.07	0.46	1.32	0.00	0.00
14	-13.46	6.20	0.47	1.34	0.00	0.00
15	-13.62	6.27	0.48	1.36	0.00	0.00
16	-13.67	6.29	0.48	1.37	0.00	0.00

◆ 응력의 합계(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-4.71	19.41	-0.95	-2.72	0.00	0.00
2	-9.32	38.77	-1.91	-5.45	0.00	0.00
3	-13.82	58.09	-2.87	-8.19	0.00	0.00
4	-18.21	77.35	-3.83	-10.94	0.00	0.00
5	-22.50	96.57	-4.80	-13.70	0.00	0.00
6	-26.68	115.73	-5.77	-16.48	0.00	0.00
7	-30.75	134.85	-6.74	-19.26	0.00	0.00
8	-34.71	153.92	-7.72	-22.05	0.00	0.00
9	-35.52	154.29	-7.69	-21.97	0.00	0.00
10	-36.21	154.61	-7.67	-21.90	0.00	0.00
11	-36.80	154.88	-7.65	-21.84	0.00	0.00
12	-37.28	155.10	-7.63	-21.80	0.00	0.00
13	-37.65	155.27	-7.62	-21.76	0.00	0.00
14	-37.92	155.39	-7.61	-21.73	0.00	0.00
15	-38.08	155.47	-7.60	-21.72	0.00	0.00
16	-38.13	155.49	-7.60	-21.71	0.00	0.00
허용 응력	-319.50	-319.50	-24.30	-24.30	0.00	0.00
	284.00	284.00	3.18	3.18	0.00	0.00
만족	O.K	O.K	O.K	O.K		

4) 하부플랜지 콘크리트의 초기 크리프

◆ SECTION 1 ~ 2

- 합성전 (강형)
  - As = 50100.0 mm^2
  - Is = 9647430000 mm^4
- 합성후 (강형+하부케이싱 콘크리트)
  - Av1 = 80348.7 mm^2
  - Iv1 = 14610825975 mm^4
- 크리프 고려시
  - α = 0.412
  - ϕi = 0.5
  - Dvcc1 = 337.6 mm
- 하부케이싱 콘크리트 단면적
  - Aca = 200200.0 mm^2

◆ SECTION 3 ~ 16

- 합성전 (강형)
  - As = 50100.0 mm^2
  - Is = 9647430000 mm^4
- 합성후 (강형+하부케이싱 콘크리트)
  - Av1 = 80348.7 mm^2
  - Iv1 = 14610825975 mm^4
- 크리프 고려시
  - α = 0.412
  - ϕi = 0.5
  - Dvcc1 = 337.6 mm
- 하부케이싱 콘크리트 단면적
  - Aca = 200200.0 mm^2

부재	응력의 합(STEP 1~3)		Ncl		Pcl	
	∑fcu	∑fcl	좌측(kN)	우측(kN)	좌측(kN)	우측(kN)
1	-0.95	-2.72	0.00	-367.46	0.00	-68.37
2	-1.91	-5.45	-367.46	-736.37	-68.37	-137.00
3	-2.87	-8.19	-736.37	-1106.71	-137.00	-205.90
4	-3.83	-10.94	-1106.71	-1478.50	-205.90	-275.08
5	-4.80	-13.70	-1478.50	-1851.73	-275.08	-344.51
6	-5.77	-16.48	-1851.73	-2226.40	-344.51	-414.22
7	-6.74	-19.26	-2226.40	-2602.51	-414.22	-484.20
8	-7.72	-22.05	-2602.51	-2980.06	-484.20	-554.44
9	-7.69	-21.97	-2980.06	-2969.25	-554.44	-552.43
10	-7.67	-21.90	-2969.25	-2959.88	-552.43	-550.69
11	-7.65	-21.84	-2959.88	-2951.95	-550.69	-549.21
12	-7.63	-21.80	-2951.95	-2945.47	-549.21	-548.01
13	-7.62	-21.76	-2945.47	-2940.42	-548.01	-547.07
14	-7.61	-21.73	-2940.42	-2936.82	-547.07	-546.40
15	-7.60	-21.72	-2936.82	-2934.66	-546.40	-546.00
16	-7.60	-21.71	-2934.66	-2933.94	-546.00	-545.86

Ncl : 하부케이싱 콘크리트의 작용 축하중 : $Ncl = (\sum fcu + \sum fcl) \times 0.5 \times Aca$

Pcl : 크리프에 의한 축하중 : $Pcl = Ncl \times (1 - \exp(-\alpha \times \phi i))$

Mcl : 크리프에 의한 모멘트 : $Mcl = Pcl \times Dvcc1$

◆ 부재력

부재	거리	모멘트(Mcl, kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0	0.00	-23.08	0.00	0.00
2	500	-23.08	-46.25	0.00	0.00
3	1000	-46.25	-69.51	0.00	0.00
4	1500	-69.51	-92.86	0.00	0.00
5	2000	-92.86	-116.30	0.00	0.00
6	2500	-116.30	-139.83	0.00	0.00
7	3000	-139.83	-163.45	0.00	0.00
8	3500	-163.45	-187.17	0.00	0.00
9	4000	-187.17	-186.49	0.00	0.00
10	4500	-186.49	-185.90	0.00	0.00
11	5000	-185.90	-185.40	0.00	0.00
12	5500	-185.40	-184.99	0.00	0.00
13	6000	-184.99	-184.68	0.00	0.00
14	6500	-184.68	-184.45	0.00	0.00
15	7000	-184.45	-184.31	0.00	0.00
16	7500	-184.31	-184.27	0.00	0.00

◆ 응력(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	0.20	-1.50	0.03	0.50	0.00	0.00
2	0.39	-3.00	0.06	0.60	0.00	0.00
3	0.59	-4.50	0.09	0.89	0.00	0.00
4	0.79	-6.02	0.11	1.20	0.00	0.00
5	0.98	-7.53	0.14	1.50	0.00	0.00
6	1.18	-9.06	0.17	1.80	0.00	0.00
7	1.38	-10.59	0.20	2.10	0.00	0.00
8	1.58	-12.13	0.23	2.41	0.00	0.00
9	1.58	-12.08	0.23	2.40	0.00	0.00
10	1.57	-12.04	0.23	2.39	0.00	0.00
11	1.57	-12.01	0.23	2.39	0.00	0.00
12	1.57	-11.98	0.23	2.38	0.00	0.00
13	1.56	-11.96	0.23	2.38	0.00	0.00
14	1.56	-11.95	0.23	2.37	0.00	0.00
15	1.56	-11.94	0.23	2.37	0.00	0.00
16	1.56	-11.94	0.23	2.37	0.00	0.00

5) 하부플랜지 콘크리트의 초기 건조수축

Es = 205000.0 Mpa
Aca = 200200.0 mm^2 : (하부케이싱 콘크리트 단면적)
εi = -0.0000075
nsh = 9.9
Dvcs1 = 357.0 mm
Ps1 = (Es × εi / nsh) × Aca : (건조수축에 의한 축하중)
= -31004.9 N
Ms1 = Ps1 × Dvcs1
= -11067271.3 N.mm = -11.07 kN.m

부재	거리	모멘트(kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0	-11.07	-11.07	0.00	0.00
2	500	-11.07	-11.07	0.00	0.00
3	1000	-11.07	-11.07	0.00	0.00
4	1500	-11.07	-11.07	0.00	0.00
5	2000	-11.07	-11.07	0.00	0.00
6	2500	-11.07	-11.07	0.00	0.00
7	3000	-11.07	-11.07	0.00	0.00
8	3500	-11.07	-11.07	0.00	0.00
9	4000	-11.07	-11.07	0.00	0.00
10	4500	-11.07	-11.07	0.00	0.00
11	5000	-11.07	-11.07	0.00	0.00
12	5500	-11.07	-11.07	0.00	0.00
13	6000	-11.07	-11.07	0.00	0.00
14	6500	-11.07	-11.07	0.00	0.00
15	7000	-11.07	-11.07	0.00	0.00
16	7500	-11.07	-11.07	0.00	0.00

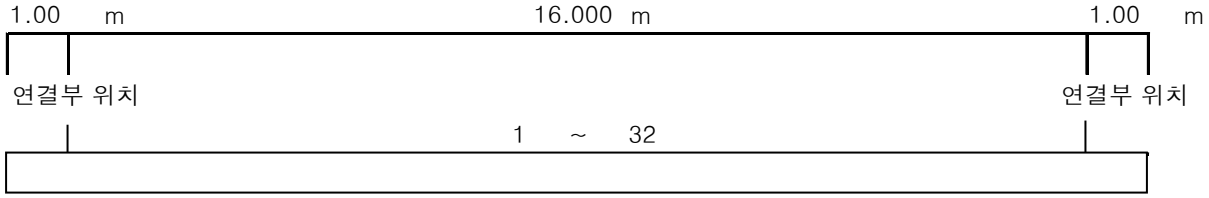
◆ 응력(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
2	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
3	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
4	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
5	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
6	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
7	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
8	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
9	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
10	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
11	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
12	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
13	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
14	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
15	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
16	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00

◆ 응력의 합계(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-4.42	17.17	-0.83	-2.15	0.00	0.00
2	-8.83	35.04	-1.76	-4.79	0.00	0.00
3	-13.13	52.84	-2.69	-7.23	0.00	0.00
4	-17.33	70.59	-3.62	-9.68	0.00	0.00
5	-21.42	88.29	-4.56	-12.14	0.00	0.00
6	-25.40	105.93	-5.50	-14.61	0.00	0.00
7	-29.27	123.52	-6.45	-17.09	0.00	0.00
8	-33.03	141.05	-7.39	-19.57	0.00	0.00
9	-33.84	141.46	-7.37	-19.50	0.00	0.00
10	-34.54	141.82	-7.34	-19.44	0.00	0.00
11	-35.13	142.12	-7.32	-19.39	0.00	0.00
12	-35.61	142.37	-7.31	-19.35	0.00	0.00
13	-35.99	142.56	-7.30	-19.31	0.00	0.00
14	-36.26	142.70	-7.29	-19.29	0.00	0.00
15	-36.42	142.78	-7.28	-19.28	0.00	0.00
16	-36.48	142.81	-7.28	-19.27	0.00	0.00
허용 응력	-319.50	-319.50	-24.30	-24.30	0.00	0.00
	284.00	284.00	3.18	3.18	0.00	0.00
만족	O.K	O.K	O.K	O.K		

6) 합성전 단면력에 대한 검토 (교량폭: 10.900 m)



* 부재력은 "4-2. 상시 해석 모델"의 10번 부재의 SAPOUTPUT × 유효폭 임.

부재 1 = 52.03 × 2.450 = 127.47 kN.m
부재 2 = 104.87 × 2.450 = 256.93 kN.m
부재 3 = 154.31 × 2.450 = 378.06 kN.m
부재 4 = 200.33 × 2.450 = 490.81 kN.m
부재 5 = 242.94 × 2.450 = 595.20 kN.m
부재 6 = 282.15 × 2.450 = 691.27 kN.m
부재 7 = 317.95 × 2.450 = 778.98 kN.m
부재 8 = 350.33 × 2.450 = 858.31 kN.m
부재 9 = 379.31 × 2.450 = 929.31 kN.m
부재 10 = 404.88 × 2.450 = 991.96 kN.m
부재 11 = 427.04 × 2.450 = 1046.25 kN.m
부재 12 = 445.79 × 2.450 = 1092.19 kN.m
부재 13 = 461.13 × 2.450 = 1129.77 kN.m
부재 14 = 473.06 × 2.450 = 1159.00 kN.m
부재 15 = 481.59 × 2.450 = 1179.90 kN.m
부재 16 = 486.7 × 2.450 = 1192.42 kN.m

부재	거리	모멘트(kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0.00	127.47	256.93	267.27	250.59
2	500.00	256.93	378.06	250.59	233.88
3	1000.00	378.06	490.81	233.88	217.17
4	1500.00	490.81	595.20	217.17	200.46
5	2000.00	595.20	691.27	200.46	183.75
6	2500.00	691.27	778.98	183.75	167.04
7	3000.00	778.98	858.31	167.04	150.36
8	3500.00	858.31	929.31	150.36	133.65
9	4000.00	929.31	991.96	133.65	116.94
10	4500.00	991.96	1046.25	116.94	100.23
11	5000.00	1046.25	1092.19	100.23	83.52
12	5500.00	1092.19	1129.77	83.52	66.81
13	6000.00	1129.77	1159.00	66.81	50.13
14	6500.00	1159.00	1179.90	50.13	33.42
15	7000.00	1179.90	1192.42	33.42	16.71
16	7500.00	1192.42	1196.58	16.71	0.00

◆ 응력(MPa)

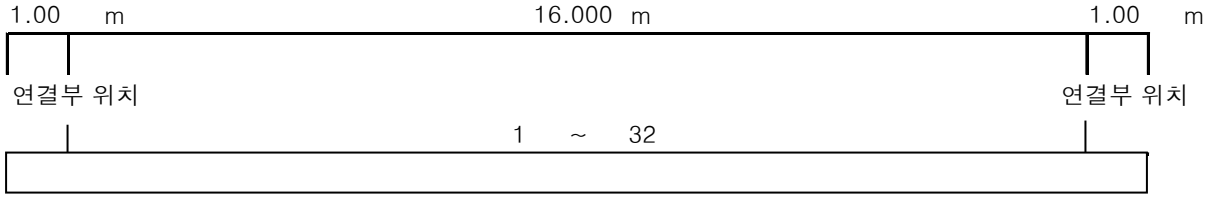
부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-12.26	5.56	0.43	1.25	0.00	0.00
2	-18.05	8.18	0.63	1.83	0.00	0.00
3	-23.43	10.61	0.82	2.38	0.00	0.00
4	-28.41	12.87	1.00	2.89	0.00	0.00
5	-33.00	14.95	1.16	3.35	0.00	0.00
6	-37.18	16.85	1.30	3.78	0.00	0.00
7	-40.97	18.56	1.44	4.16	0.00	0.00
8	-44.36	20.10	1.55	4.50	0.00	0.00
9	-47.35	21.45	1.66	4.81	0.00	0.00
10	-49.94	22.63	1.75	5.07	0.00	0.00
11	-52.14	23.62	1.83	5.29	0.00	0.00
12	-53.93	24.43	1.89	5.48	0.00	0.00
13	-55.32	25.07	1.94	5.62	0.00	0.00
14	-56.32	25.52	1.97	5.72	0.00	0.00
15	-56.92	25.79	1.99	5.78	0.00	0.00
16	-57.12	25.88	2.00	5.80	0.00	0.00

◆ 응력의 합계(MPa)

[최대단면력에는 강형과 하부케이싱의 자중이 포함되어 있으므로 응력의 합계에서 STEP 3 의 응력제외]

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-15.03	21.97	-0.46	-1.07	0.00	0.00
2	-23.67	41.74	-1.24	-3.27	0.00	0.00
3	-31.91	61.32	-2.03	-5.31	0.00	0.00
4	-39.76	80.71	-2.84	-7.39	0.00	0.00
5	-47.20	99.92	-3.66	-9.51	0.00	0.00
6	-54.25	118.94	-4.49	-11.66	0.00	0.00
7	-60.89	137.78	-5.34	-13.86	0.00	0.00
8	-67.14	156.43	-6.20	-16.09	0.00	0.00
9	-70.13	157.83	-6.09	-15.80	0.00	0.00
10	-72.73	159.04	-6.00	-15.54	0.00	0.00
11	-74.93	160.07	-5.93	-15.33	0.00	0.00
12	-76.73	160.90	-5.87	-15.15	0.00	0.00
13	-78.12	161.56	-5.82	-15.01	0.00	0.00
14	-79.12	162.02	-5.78	-14.91	0.00	0.00
15	-79.72	162.30	-5.76	-14.85	0.00	0.00
16	-79.92	162.40	-5.76	-14.84	0.00	0.00
허용 응력	-215.00	-215.00	-18.00	-18.00	0.00	0.00
	215.00	215.00	3.35	3.35	0.00	0.00
만족	O.K	O.K	O.K	O.K		

7) 합성후 단면력에 대한 검토 (교량폭: 10.900 m)



* 부재력은 "4-2. 상시 해석 모델"의 8번 부재의 SAPOUTPUT × 유효폭 임.

부재 1 = 424.09 × 2.450 = 1039.02 kN.m
부재 2 = 465.26 × 2.450 = 1139.89 kN.m
부재 3 = 506.68 × 2.450 = 1241.37 kN.m
부재 4 = 588.04 × 2.450 = 1440.70 kN.m
부재 5 = 663.18 × 2.450 = 1624.79 kN.m
부재 6 = 730.37 × 2.450 = 1789.41 kN.m
부재 7 = 789.54 × 2.450 = 1934.37 kN.m
부재 8 = 840.61 × 2.450 = 2059.49 kN.m
부재 9 = 883.53 × 2.450 = 2164.65 kN.m
부재 10 = 918.24 × 2.450 = 2249.69 kN.m
부재 11 = 944.68 × 2.450 = 2314.47 kN.m
부재 12 = 962.83 × 2.450 = 2358.93 kN.m
부재 13 = 972.67 × 2.450 = 2383.04 kN.m
부재 14 = 974.15 × 2.450 = 2386.67 kN.m
부재 15 = 967.29 × 2.450 = 2369.86 kN.m
부재 16 = 952.07 × 2.450 = 2332.57 kN.m

부재	거리	모멘트(kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0	1039.02	1139.89	926.86	887.71
2	500	1139.89	1241.37	887.71	848.41
3	1000	1241.37	1440.70	848.41	809.01
4	1500	1440.70	1624.79	809.01	769.50
5	2000	1624.79	1789.41	769.50	729.88
6	2500	1789.41	1934.37	729.88	690.19
7	3000	1934.37	2059.49	690.19	650.40
8	3500	2059.49	2164.65	650.40	610.59
9	4000	2164.65	2249.69	610.59	570.70
10	4500	2249.69	2314.47	570.70	530.77
11	5000	2314.47	2358.93	530.77	490.81
12	5500	2358.93	2383.04	490.81	450.82
13	6000	2383.04	2386.67	450.82	410.84
14	6500	2386.67	2369.86	410.84	370.83
15	7000	2369.86	2332.57	370.83	330.85
16	7500	2332.57	2274.83	330.85	290.89

◆ 응력(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-9.75	21.64	2.60	4.04	-1.96	-0.76
2	-10.62	23.57	2.83	4.40	-2.13	-0.83
3	-12.33	27.35	3.29	5.10	-2.48	-0.96
4	-13.90	30.84	3.71	5.76	-2.79	-1.08
5	-15.31	33.97	4.08	6.34	-3.07	-1.19
6	-16.55	36.72	4.41	6.85	-3.32	-1.29
7	-17.62	39.10	4.70	7.30	-3.54	-1.37
8	-18.52	41.09	4.94	7.67	-3.72	-1.44
9	-19.25	42.71	5.13	7.97	-3.87	-1.50
10	-19.80	43.94	5.28	8.20	-3.98	-1.54
11	-20.18	44.78	5.38	8.36	-4.05	-1.57
12	-20.39	45.24	5.44	8.44	-4.09	-1.59
13	-20.42	45.31	5.45	8.45	-4.10	-1.59
14	-20.28	44.99	5.41	8.40	-4.07	-1.58
15	-19.96	44.28	5.32	8.26	-4.01	-1.55
16	-19.46	43.18	5.19	8.06	-3.91	-1.51

◆ 응력의 합계(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-24.78	43.61	2.14	2.97	-1.96	-0.76
2	-34.29	65.30	1.60	1.12	-2.13	-0.83
3	-44.24	88.67	1.26	-0.21	-2.48	-0.96
4	-53.66	111.56	0.87	-1.63	-2.79	-1.08
5	-62.51	133.89	0.43	-3.17	-3.07	-1.19
6	-70.80	155.66	-0.07	-4.81	-3.32	-1.29
7	-78.51	176.87	-0.64	-6.56	-3.54	-1.37
8	-85.66	197.52	-1.26	-8.43	-3.72	-1.44
9	-89.38	200.53	-0.96	-7.83	-3.87	-1.50
10	-92.53	202.98	-0.72	-7.34	-3.98	-1.54
11	-95.11	204.85	-0.55	-6.97	-4.05	-1.57
12	-97.12	206.14	-0.43	-6.71	-4.09	-1.59
13	-98.54	206.86	-0.37	-6.56	-4.10	-1.59
14	-99.40	207.01	-0.37	-6.52	-4.07	-1.58
15	-99.68	206.58	-0.44	-6.59	-4.01	-1.55
16	-99.38	205.58	-0.56	-6.78	-3.91	-1.51
허용 응력	-215.00	-215.00	-18.00	-18.00	-12.00	-12.00
	215.00	215.00	3.35	3.35	2.10	2.10
만족	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

8) 하부플랜지 콘크리트의 최종 크리프

◆ SECTION 1 ~ 2

- 합성전 (강형+바닥판)
  - Av3 = 156553.2 mm^2
  - Iv3 = 18815934975 mm^4
- 합성후 (강형+하부케이싱+바닥판 콘크리트)
  - Av2 = 187709.9 mm^2
  - Iv2 = 37037897154 mm^4
- 크리프 고려시
  - α = 0.424
  - ϕc = 2.0
  - Dvcc3 = 756.5 mm
- 하부케이싱 콘크리트 단면적
  - Aca = 200200.0 mm^2

◆ SECTION 3 ~ 16

- 합성전 (강형+바닥판)
  - Av3 = 156553.2 mm^2
  - Iv3 = 18815934975 mm^4
- 합성후 (강형+하부케이싱+바닥판 콘크리트)
  - Av2 = 187709.9 mm^2
  - Iv2 = 37037897154 mm^4
- 크리프 고려시
  - α = 0.424
  - ϕc = 2.0
  - Dvcc3 = 756.5 mm
- 하부케이싱 콘크리트 단면적
  - Aca = 200200.0 mm^2

부재	응력의 합(step2+3+6+7)		Ncl		Pcl	
	∑fcu	∑fcl	좌측(N)	우측(kN)	좌측(kN)	우측(kN)
1	2.02	2.40	0.00	442.49	0.00	252.87
2	1.45	0.46	442.49	190.91	252.87	109.10
3	1.08	-1.17	190.91	-9.09	109.10	-5.19
4	0.67	-2.90	-9.09	-223.42	-5.19	-127.68
5	0.19	-4.73	-223.42	-454.55	-127.68	-259.76
6	-0.34	-6.68	-454.55	-702.58	-259.76	-401.50
7	-0.93	-8.74	-702.58	-967.65	-401.50	-552.98
8	-1.58	-10.90	-967.65	-1249.81	-552.98	-714.23
9	-1.28	-10.30	-1249.81	-1159.34	-714.23	-662.53
10	-1.04	-9.81	-1159.34	-1086.14	-662.53	-620.69
11	-0.87	-9.43	-1086.14	-1030.23	-620.69	-588.74
12	-0.75	-9.16	-1030.23	-991.64	-588.74	-566.69
13	-0.69	-9.00	-991.64	-970.45	-566.69	-554.58
14	-0.69	-8.96	-970.45	-966.61	-554.58	-552.39
15	-0.76	-9.03	-966.61	-980.18	-552.39	-560.14
16	-0.88	-9.22	-980.18	-1011.13	-560.14	-577.83

Ncl : 하부케이싱 콘크리트의 작용 축하중 : $Ncl = (\sum fcu + \sum fcl) \times 0.5 \times Aca$

Pcl : 크리프에 의한 축하중 : $Pcl = Ncl \times (1 - \exp(-\alpha \times \phi c))$

Mcl : 크리프에 의한 모멘트 : $Mcl = Pcl \times Dvcc3$

◆ 부재력

부재	거리	모멘트(Mcl, kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0	0.00	191.30	0.00	0.00
2	500	191.30	82.53	0.00	0.00
3	1000	82.53	-3.93	0.00	0.00
4	1500	-3.93	-96.59	0.00	0.00
5	2000	-96.59	-196.51	0.00	0.00
6	2500	-196.51	-303.74	0.00	0.00
7	3000	-303.74	-418.34	0.00	0.00
8	3500	-418.34	-540.32	0.00	0.00
9	4000	-540.32	-501.21	0.00	0.00
10	4500	-501.21	-469.56	0.00	0.00
11	5000	-469.56	-445.39	0.00	0.00
12	5500	-445.39	-428.71	0.00	0.00
13	6000	-428.71	-419.55	0.00	0.00
14	6500	-419.55	-417.89	0.00	0.00
15	7000	-417.89	-423.76	0.00	0.00
16	7500	-423.76	-437.14	0.00	0.00

◆ 응력(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-0.22	6.57	-0.73	-0.79	0.00	0.00
2	-0.10	2.83	-0.64	-0.01	-0.07	0.04
3	0.00	-0.13	-0.63	0.66	0.00	0.00
4	0.11	-3.32	-0.60	1.36	0.08	-0.05
5	0.23	-6.75	-0.55	2.11	0.17	-0.10
6	0.35	-10.43	-0.49	2.89	0.26	-0.16
7	0.49	-14.36	-0.40	3.72	0.35	-0.22
8	0.63	-18.55	-0.30	4.58	0.45	-0.28
9	0.58	-17.21	-0.39	4.36	0.42	-0.26
10	0.55	-16.12	-0.45	4.17	0.39	-0.24
11	0.52	-15.29	-0.50	4.03	0.37	-0.23
12	0.50	-14.72	-0.53	3.93	0.36	-0.22
13	0.49	-14.40	-0.54	3.87	0.35	-0.22
14	0.49	-14.35	-0.54	3.85	0.35	-0.22
15	0.49	-14.55	-0.51	3.87	0.36	-0.22
16	0.51	-15.01	-0.47	3.93	0.37	-0.23

9) 바닥판 콘크리트의 최종 크리프

◆ SECTION 1 ~ 2

- 합성전 (강형+하부케이싱(주))
  - Av1' = 81256.7 mm^2
  - Iv1' = 9967158543 mm^4
- 합성후 (강형+하부케이싱+바닥판 Con'c)
  - Av2 = 187709.9 mm^2
  - Iv2 = 37037897154 mm^4
- 크리프 고려시
  - α = 0.116
  - ϕc = 2.0
  - Dvcc2 = −410.2 mm
- 바닥판 콘크리트 단면적
  - Aslab = 764250.0 mm^2

◆ SECTION 3 ~ 5

- 합성전 (강형+하부케이싱(주))
  - Av1' = 81256.7 mm^2
  - Iv1' = 14705407248 mm^4
- 합성후 (강형+하부케이싱+바닥판 Con'c)
  - Av2 = 187709.9 mm^2
  - Iv2 = 37037897154 mm^4
- 크리프 고려시
  - α = 0.172
  - ϕc = 2.0
  - Dvcc2 = −410.2 mm
- 바닥판 콘크리트 단면적
  - Aslab = 764250.0 mm^2

부재	응력의 합(step8)		Ncl		Pcl	
	∑fcu'	∑fcl'	좌측(kN)	우측(kN)	좌측(kN)	우측(kN)
1	−1.96	−0.76	0.00	−1038.24	0.00	−215.78
2	−2.13	−0.83	−1038.24	−1130.67	−215.78	−234.99
3	−2.48	−0.96	−1130.67	−1312.22	−234.99	−381.71
4	−2.79	−1.08	−1312.22	−1479.90	−381.71	−430.49
5	−3.07	−1.19	−1479.90	−1629.84	−430.49	−474.10
6	−3.32	−1.29	−1629.84	−1761.88	−474.10	−512.51
7	−3.54	−1.37	−1761.88	−1875.84	−512.51	−545.66
8	−3.72	−1.44	−1875.84	−1971.62	−545.66	−573.52
9	−3.87	−1.50	−1971.62	−2049.07	−573.52	−596.05
10	−3.98	−1.54	−2049.07	−2108.07	−596.05	−613.21
11	−4.05	−1.57	−2108.07	−2148.58	−613.21	−625.00
12	−4.09	−1.59	−2148.58	−2170.53	−625.00	−631.38
13	−4.10	−1.59	−2170.53	−2173.84	−631.38	−632.34
14	−4.07	−1.58	−2173.84	−2158.53	−632.34	−627.89
15	−4.01	−1.55	−2158.53	−2124.57	−627.89	−618.01
16	−3.91	−1.51	−2124.57	−2071.97	−618.01	−602.71

Ncl : 하부케이싱 콘크리트의 작용 축하중 : $Ncl = (\sum fcu' + \sum fcl') \times 0.5 \times Aslab$

Pcl : 크리프에 의한 축하중 : $Pcl = Ncl \times (1 - \exp(-\alpha \times \phi c))$

Mcl : 크리프에 의한 모멘트 : $Mcl = Pcl \times Dvcc2$

◆ 부재력

부재	거리	모멘트(Mcl, kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0	0.00	88.52	0.00	0.00
2	500	88.52	96.40	0.00	0.00
3	1000	96.40	156.60	0.00	0.00
4	1500	156.60	176.61	0.00	0.00
5	2000	176.61	194.50	0.00	0.00
6	2500	194.50	210.26	0.00	0.00
7	3000	210.26	223.86	0.00	0.00
8	3500	223.86	235.29	0.00	0.00
9	4000	235.29	244.53	0.00	0.00
10	4500	244.53	251.57	0.00	0.00
11	5000	251.57	256.40	0.00	0.00
12	5500	256.40	259.02	0.00	0.00
13	6000	259.02	259.42	0.00	0.00
14	6500	259.42	257.59	0.00	0.00
15	7000	257.59	253.54	0.00	0.00
16	7500	253.54	247.26	0.00	0.00

◆ 응력(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-2.88	0.12	-0.05	0.08	0.18	-0.01
2	-3.14	0.13	-0.06	0.09	0.37	0.05
3	-5.09	0.22	-0.10	0.15	0.31	-0.03
4	-5.74	0.24	-0.11	0.17	0.35	-0.03
5	-6.33	0.27	-0.12	0.18	0.39	-0.03
6	-6.84	0.29	-0.13	0.20	0.42	-0.03
7	-7.28	0.31	-0.14	0.21	0.45	-0.04
8	-7.65	0.33	-0.14	0.22	0.47	-0.04
9	-7.95	0.34	-0.15	0.23	0.49	-0.04
10	-8.18	0.35	-0.15	0.24	0.51	-0.04
11	-8.34	0.35	-0.16	0.24	0.52	-0.04
12	-8.43	0.36	-0.16	0.24	0.52	-0.04
13	-8.44	0.36	-0.16	0.24	0.52	-0.04
14	-8.38	0.36	-0.16	0.24	0.52	-0.04
15	-8.25	0.35	-0.16	0.24	0.51	-0.04
16	-8.04	0.34	-0.15	0.23	0.50	-0.04

10) 하부플랜지 콘크리트의 최종 건조수축

Es = 205000.0 Mpa
Aca = 200200.0 mm^2 : (하부케이싱 콘크리트 단면적)

εc = -0.00018
nsh3 = 19.3
Dvcs3 = 780.0 mm

Ps3 = (Es × εc / nsh3) × Aca : (건조수축에 의한 축하중)
= -383227.3 N
Ms3 = Ps3 × Dvcs3
= -298934609.2 N.mm = -298.93 kN.m

부재	거리	모멘트(kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0	-298.93	-298.93	0.00	0.00
2	500	-298.93	-298.93	0.00	0.00
3	1000	-298.93	-298.93	0.00	0.00
4	1500	-298.93	-298.93	0.00	0.00
5	2000	-298.93	-298.93	0.00	0.00
6	2500	-298.93	-298.93	0.00	0.00
7	3000	-298.93	-298.93	0.00	0.00
8	3500	-298.93	-298.93	0.00	0.00
9	4000	-298.93	-298.93	0.00	0.00
10	4500	-298.93	-298.93	0.00	0.00
11	5000	-298.93	-298.93	0.00	0.00
12	5500	-298.93	-298.93	0.00	0.00
13	6000	-298.93	-298.93	0.00	0.00
14	6500	-298.93	-298.93	0.00	0.00
15	7000	-298.93	-298.93	0.00	0.00
16	7500	-298.93	-298.93	0.00	0.00

◆ 응력(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	0.39	-11.50	1.41	1.23	-0.26	-0.31
2	0.39	-11.50	1.76	1.23	0.28	-0.17
3	0.39	-11.50	1.76	1.23	0.28	-0.17
4	0.39	-11.50	1.76	1.23	0.28	-0.17
5	0.39	-11.50	1.76	1.23	0.28	-0.17
6	0.39	-11.50	1.76	1.23	0.28	-0.17
7	0.39	-11.50	1.76	1.23	0.28	-0.17
8	0.39	-11.50	1.76	1.23	0.28	-0.17
9	0.39	-11.50	1.76	1.23	0.28	-0.17
10	0.39	-11.50	1.76	1.23	0.28	-0.17
11	0.39	-11.50	1.76	1.23	0.28	-0.17
12	0.39	-11.50	1.76	1.23	0.28	-0.17
13	0.39	-11.50	1.76	1.23	0.28	-0.17
14	0.39	-11.50	1.76	1.23	0.28	-0.17
15	0.39	-11.50	1.76	1.23	0.28	-0.17
16	0.39	-11.50	1.76	1.23	0.28	-0.17

11) 바닥판 콘크리트의 최종 건조수축

Es = 205000.0 Mpa
Aslab = 764250.0 mm^2 : (바닥판 콘크리트 단면적)
εc = -0.00018
nsh2 = 21.5
Dvcs2 = -472.6 mm

Ps2 = (Es × εc / nsh2) × Aslab : (건조수축에 의한 축하중)
= -1309374.0 N
Ms2 = Ps2 × Dvcs2
= 618805843.6 N.mm = 618.81 kN.m

부재	거리	모멘트(kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0	618.81	618.81	0.00	0.00
2	500	618.81	618.81	0.00	0.00
3	1000	618.81	618.81	0.00	0.00
4	1500	618.81	618.81	0.00	0.00
5	2000	618.81	618.81	0.00	0.00
6	2500	618.81	618.81	0.00	0.00
7	3000	618.81	618.81	0.00	0.00
8	3500	618.81	618.81	0.00	0.00
9	4000	618.81	618.81	0.00	0.00
10	4500	618.81	618.81	0.00	0.00
11	5000	618.81	618.81	0.00	0.00
12	5500	618.81	618.81	0.00	0.00
13	6000	618.81	618.81	0.00	0.00
14	6500	618.81	618.81	0.00	0.00
15	7000	618.81	618.81	0.00	0.00
16	7500	618.81	618.81	0.00	0.00

◆ 응력(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-22.81	1.05	-1.61	-1.50	1.12	1.15
2	-22.81	1.05	-0.42	0.67	0.50	-0.99
3	-22.81	1.05	-0.42	0.67	0.50	0.81
4	-22.81	1.05	-0.42	0.67	0.50	0.81
5	-22.81	1.05	-0.42	0.67	0.50	0.81
6	-22.81	1.05	-0.42	0.67	0.50	0.81
7	-22.81	1.05	-0.42	0.67	0.50	0.81
8	-22.81	1.05	-0.42	0.67	0.50	0.81
9	-22.81	1.05	-0.42	0.67	0.50	0.81
10	-22.81	1.05	-0.42	0.67	0.50	0.81
11	-22.81	1.05	-0.42	0.67	0.50	0.81
12	-22.81	1.05	-0.42	0.67	0.50	0.81
13	-22.81	1.05	-0.42	0.67	0.50	0.81
14	-22.81	1.05	-0.42	0.67	0.50	0.81
15	-22.81	1.05	-0.42	0.67	0.50	0.81
16	-22.81	1.05	-0.42	0.67	0.50	0.81

◆ 최종 크리프 및 건조수축에 의한 응력의 합계(Mpa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-25.52	-3.76	-0.98	-0.98	1.04	0.84
2	-25.65	-7.48	0.64	1.98	1.09	-1.06
3	-27.50	-10.37	0.62	2.71	1.10	0.61
4	-28.05	-13.52	0.63	3.43	1.22	0.56
5	-28.51	-16.93	0.67	4.19	1.34	0.50
6	-28.90	-20.59	0.72	4.99	1.46	0.44
7	-29.21	-24.50	0.80	5.83	1.59	0.38
8	-29.44	-28.67	0.89	6.71	1.71	0.32
9	-29.79	-27.32	0.80	6.49	1.70	0.34
10	-30.05	-26.22	0.73	6.31	1.68	0.35
11	-30.24	-25.38	0.68	6.17	1.67	0.36
12	-30.34	-24.81	0.65	6.08	1.67	0.37
13	-30.37	-24.49	0.64	6.02	1.66	0.38
14	-30.31	-24.44	0.64	5.99	1.65	0.38
15	-30.17	-24.65	0.67	6.01	1.65	0.37
16	-29.95	-25.11	0.71	6.07	1.65	0.37

12) 최종 응력합계

◆ 응력의 합계(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-50.59	42.08	1.04	1.42	-0.92	0.08
2	-60.43	61.56	2.08	2.45	-1.05	-1.89
3	-72.43	83.55	1.70	1.54	-1.37	-0.35
4	-82.59	104.79	1.30	0.54	-1.57	-0.53
5	-92.11	125.24	0.86	-0.54	-1.73	-0.69
6	-100.98	144.88	0.38	-1.68	-1.86	-0.84
7	-109.21	163.71	-0.13	-2.90	-1.95	-0.99
8	-116.78	181.72	-0.69	-4.19	-2.01	-1.12
9	-120.85	186.04	-0.48	-3.81	-2.17	-1.16
10	-124.26	189.54	-0.31	-3.49	-2.29	-1.19
11	-127.02	192.22	-0.19	-3.25	-2.38	-1.21
12	-129.12	194.06	-0.10	-3.08	-2.43	-1.21
13	-130.57	195.08	-0.06	-2.99	-2.44	-1.21
14	-131.37	195.27	-0.05	-2.97	-2.42	-1.20
15	-131.51	194.62	-0.09	-3.02	-2.36	-1.18
16	-130.99	193.15	-0.17	-3.14	-2.26	-1.15
허용응력	-215.00	-215.00	-18.00	-18.00	-12.00	-12.00
	215.00	215.00	3.35	3.35	2.10	2.10
만족	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

[바닥판에서 응력은 콘크리트 허용응력으로 검토하되, 인장응력검토시엔
바닥판 단면을 무시하고 철근에 작용하는 인장응력으로 검토한다. - 12) 바닥판 철근허용응력 검토 참조]

◎ BENDING STRESS EVOLUTION TABLE

[SECTION 16]

LOAD	STEEL		CASING CON'C		SLAB	
	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1) 프리플렉션 하중	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
2) 릴리즈	231.14	-106.40	-8.08	-23.08	0.00	0.00
3) 강형과 하부플랜지 콘크리트의 자중	-13.67	6.29	0.48	1.37	0.00	0.00
4) 하부플랜지 콘크리트의 초기 크리프	1.56	-11.94	0.23	2.37	0.00	0.00
5) 하부플랜지 콘크리트의 초기 건조수축	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
6) 합성전 단면력에대한 검토	-57.12	25.88	2.00	5.80	0.00	0.00
7) 합성후 단면력에대한 검토	-19.46	43.18	5.19	8.06	-3.91	-1.51
8) 하부플랜지 콘크리트의 최종 크리프	0.51	-15.01	-0.47	3.93	0.37	-0.23
9) 바닥판 콘크리트의 최종 크리프	-8.04	0.34	-0.15	0.23	0.50	-0.04
10) 하부플랜지 콘크리트의 최종 건조수축	0.39	-11.50	1.76	1.23	0.28	-0.17
11) 바닥판 콘크리트의 최종 건조수축	-22.81	1.05	-0.42	0.67	0.50	0.81

◎ BENDING STRESS COMBINATION TABLE

[SECTION 16]

SECTION	LOAD COMBINATION	STEEL		CASING CON'C		SLAB	
		fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
PREFLEXION	1	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
ALLOWABLE		-319.50	284.00				
PREFLEX-	∑(1~3)	-38.13	155.49	-7.60	-21.71	0.00	0.00
GIRDER	∑(1~6)	-79.92	162.40	-5.76	-14.84	0.00	0.00
ALLOWABLE		-319.50	284.00	3.18	-24.30		
	∑(1~2)+∑(6~7)	-99.38	205.58	-0.56	-6.78	-3.91	-1.51
PREFLEX-	∑(1~2)+∑(6~11)	-130.99	193.15	-0.17	-3.14	-2.26	-1.15
ALLOWABLE		-215.00	215.00	3.35	-18.00	2.10	-12.00

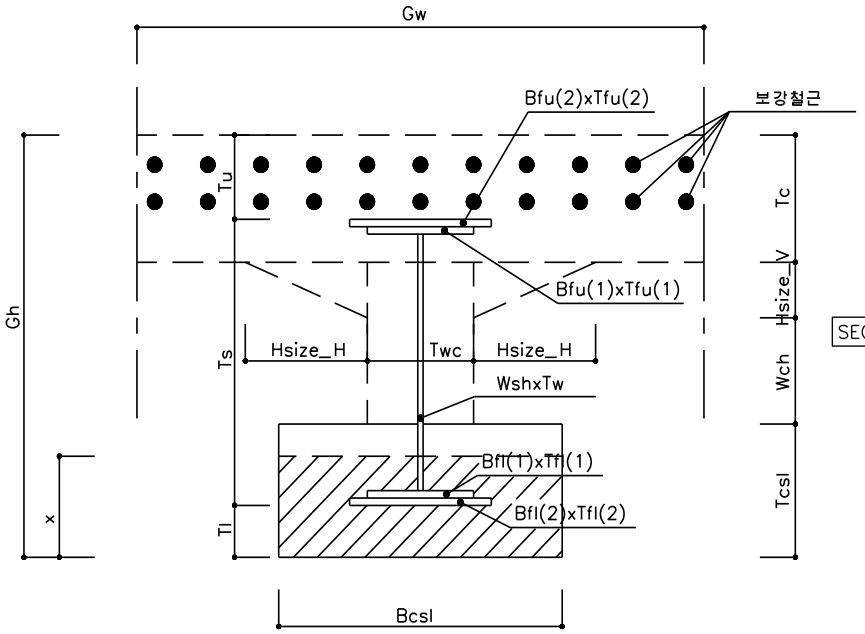
◎ 각 절점에서의 처짐 (mm)

절점	STEP1	STEP2	STEP3	STEP4	STEP5	STEP6
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-7.32	4.83	-0.25	0.25	0.02	-0.59
3	-14.57	9.62	-0.50	0.48	0.03	-1.16
4	-21.66	14.30	-0.75	0.70	0.04	-1.73
5	-28.52	18.83	-0.98	0.90	0.06	-2.28
6	-35.08	23.16	-1.21	1.09	0.07	-2.80
7	-41.26	27.24	-1.42	1.26	0.08	-3.30
8	-46.97	31.01	-1.62	1.41	0.09	-3.76
9	-52.15	34.43	-1.80	1.55	0.10	-4.18
10	-56.73	37.46	-1.97	1.67	0.10	-4.56
11	-60.71	40.09	-2.11	1.78	0.11	-4.90
12	-64.07	42.30	-2.24	1.86	0.12	-5.19
13	-66.82	44.12	-2.34	1.94	0.12	-5.43
14	-68.96	45.53	-2.42	1.99	0.12	-5.62
15	-70.49	46.54	-2.48	2.03	0.13	-5.76
16	-71.41	47.15	-2.52	2.06	0.13	-5.84
17	-71.71	47.35	-2.53	2.07	0.13	-5.87

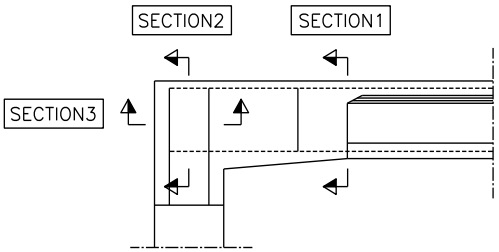
절점	STEP7	STEP8	STEP9	STEP10	STEP11	캠버
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.40	0.29	-0.16	0.22	-0.44	3.55
3	-0.79	0.56	-0.30	0.43	-0.86	7.06
4	-1.18	0.81	-0.44	0.62	-1.24	10.53
5	-1.55	1.04	-0.56	0.80	-1.60	13.86
6	-1.91	1.25	-0.68	0.96	-1.93	17.08
7	-2.25	1.45	-0.78	1.11	-2.23	20.10
8	-2.56	1.62	-0.88	1.24	-2.50	22.92
9	-2.85	1.78	-0.96	1.37	-2.74	25.45
10	-3.11	1.92	-1.04	1.47	-2.95	27.74
11	-3.34	2.04	-1.10	1.56	-3.14	29.72
12	-3.54	2.14	-1.16	1.64	-3.29	31.43
13	-3.70	2.23	-1.20	1.71	-3.42	32.79
14	-3.83	2.29	-1.24	1.76	-3.52	33.90
15	-3.92	2.34	-1.26	1.79	-3.59	34.67
16	-3.98	2.36	-1.28	1.81	-3.64	35.16
17	-4.00	2.37	-1.28	1.82	-3.65	35.30

※ 최종캠버 : ∑(STEP 1~12)

11 .4 SECTION1 균열단면 검토



- 우각부 단면 검토



- 콘크리트 단면 [형고(GH) = 1300 mm]

상부 구체	GW	:	2450.00		TWC	:	300.00
	TCSU	:	280.00		WCH	:	570.00
	HSIZE_V	:	150.00		BCSL	:	700.00
	HSIZE_H	:	300.00		TCSL	:	300.00

- 강형 단면

상부 플랜지	BFU(1)	:	500.00	하부 플랜지	BFL(1)	:	500.00
	BFU(2)	:	400.00		BFL(2)	:	400.00
	TFU(1)	:	20.00		TFL(1)	:	20.00
	TFU(2)	:	20.00		TFL(2)	:	20.00
복부	TW	:	15.00	덮개	TU	:	140.00
	WSH	:	940.00		TL	:	140.00

- 보강철근 (Est = 200000.00 MPa)

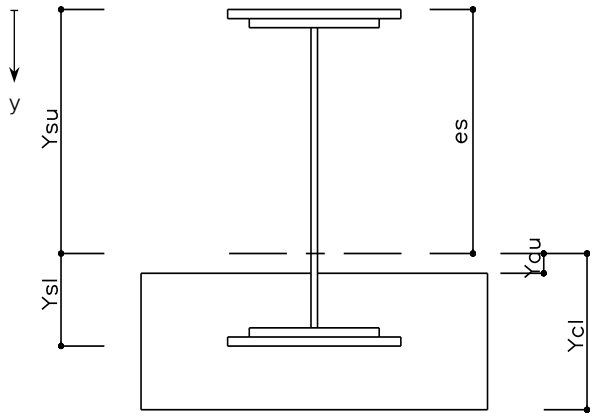
1단 보강철근
종류: H16 배치간격: 250 ㎜ 덮개: 60 ㎜

2단 보강철근
종류: H16 배치간격: 250 ㎜ 덮개: 240 ㎜

- 주요 재료물성치

fck	: 구체 콘크리트의 설계기준강도	30	MPa
fck1	: 하부케이싱 콘크리트의 설계기준강도	45	MPa
nsl	: 강재와 구체 콘크리트와의 탄성계수비	7.2	
nsl1	: 강재와 하부케이싱 콘크리트와의 탄성계수비	6.4	
nrb	: 강재와 보강철근과의 탄성계수비	1.0	
nca	: 보강철근과 구체 콘크리트와의 탄성계수비	7.0	
nca1	: 보강철근과 하부케이싱 콘크리트와의 탄성계수비	6.3	

1) 강형의 단면특성 (1차단면특성)



	b	h	A/n	y	A/n×y	A/n×(y-es)^2	Io
플랜지Con'c	700	300	32682	1010	33008661	2992621674	245113821
U2.flg	400	20	8000	10	80000	3890905183	266667
U1.flg	500	20	10000	30	300000	4588672514	333333
Web	15	940	14100	510	7191000	549416900	1038230000
L1.flg	500	20	10000	990	9900000	798642237	333333
L2.flg	400	20	8000	1010	8080000	732546619	266667
계			82782		58559661	13552805127	1284543821

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{58559661.2}{82781.8} =$ 707.4 mm Hs = 1020 mm (강형전체높이)

As : (환산 단면적) = 82781.8 mm^2

Ysu = −es = −707.4 mm

Ysl = Hs − es = 312.6 mm

Ycu = Hs + TL − TCSL1 − es = 152.6 mm

Ycl = Hs + TL − es = 452.6 mm

Is = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 14837348947.8 mm^4

2) 균열환산단면2차모멘트 (합성후 하중에 의한 단면력발생시)

(1) 중립축 위치 결정

- 상부 보강철근 특성치

상부 1단 보강철근 개수 : 2,450 mm / 250 mm = 9.8 EA

상부 2단 보강철근 개수 : 2,450 mm / 250 mm = 9.8 EA

철근	Arb/EA	EA	Arb	y	Arb×y
U1.REBAR	198.6	10	1946.3	1240	2413387
U2.REBAR	198.6	10	1946.3	1060	2063057
계			3892.6		4476444

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부 보강철근 중심까지 거리

: drb = 4476444 / 3893 = 1150 mm

- 강형 특성치(상부 플랜지)

상부플랜지	b	h	Asf	y	Asf×y
U2.FLG	400	20	8000	1150	9200000
U1.FLG	500	20	10000	1130	11300000
계			18000		20500000

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부플랜지 중심까지 거리

: dsf = 20500000 / 18000 = 1139 mm

- 강형 특성치(하부 플랜지)

하부플랜지	b	h	Asf'	y	Asf'×y
L1.FLG	500	20	10000	170	1700000
L2.FLG	400	20	8000	150	1200000
계			18000		2900000

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 하부플랜지 중심까지 거리

: dsf' = 2900000 / 18000 = 161 mm

- 강형 특성치(복부)

단면적 : Aw = 940 × 15 = 14100 mm^2
구체콘크리트하연에서 복부 중심까지 거리 : dw = 650 mm

- 압축연단에서 중립축까지의 거리

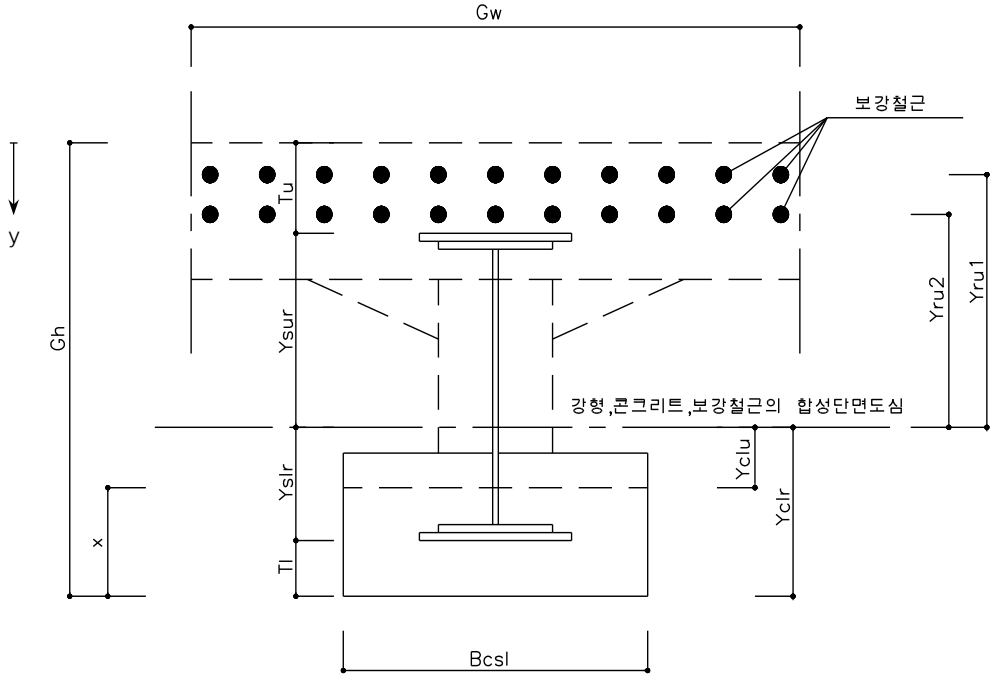
$x = \{-\alpha+\sqrt{(\alpha^2+ 2\cdot Gw\cdot\beta)}\} / Gw$ = 300 mm **: 압축부높이**

여기서, $\alpha = n\cdot Asf' + n\cdot Asf + n\cdot Aw + nrc\cdot Arb$
$= 386942.5$

$\beta = n\cdot Asf'\cdot dsf' + n\cdot Asf\cdot dsf + n\cdot Aw\cdot dw + nrc\cdot Arb\cdot drb$
$= 264323606.3$

: 압축부 높이가 하부케이싱 높이를 초과하나, 복부는 고려하지 않으므로 하부케이싱 높이만 고려

(2) 압축부콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (균열단면)



	b	h	A/nsl(nrb)	y	A/n×y	A/n×(y-es)^2	Io
U2.flg	400	20	8000	150	1200000	3447372738	266667
U1.flg	500	20	10000	170	1700000	4050637449	333333
Web	15	940	14100	650	9165000	345103259	1038230000
L1.flg	500	20	10000	1130	11300000	1046870720	333333
L2.flg	400	20	8000	1150	9200000	944233797	266667
U1.REBAR			1899	60	113929	1057982438	0
U2.REBAR			1899	240	455714	609254527	0
케이싱Con'c	700	300	32682	1150	37584119	3857412559	245113821
Web(공제)	15	120	-251	1060	-265767	-16118921	-300869
L1.FLG(공제)	500	20	-1393	1130	-1573989	-145819701	-46430
L2.FLG(공제)	400	20	-1114	1150	-1281477	-131523298	-37144
계			83821		67597529	15065405567	1284159377

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{67,597,529}{83,821} =$ 806 mm Hs = 980 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −666 mm

Yslr = Hs + Ysur = 314 mm

Ycur = GH − x − es = 194 mm

Yclr = Ysur + x = 494 mm

Yru1 = = −746 mm

Yru2 = = −566 mm

Ivr = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 16349564944 mm^4

(3) 전체콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (비균열단면)

	b	h	A/nsl(nrb)	y	A/n×y	A/n×(y-es)^2	Io
U2.flg	400	20	8000	150	1200000	785205105	266667
U1.flg	500	20	10000	170	1700000	860190373	333333
Web	15	940	14100	650	9165000	491534682	1038230000
L1.flg	500	20	10000	1130	11300000	4445021942	333333
L2.flg	400	20	8000	1150	9200000	3772564746	266667
U1.REBAR	0	0	1899	60	113929	308827816	0
U2.REBAR	0	0	1899	240	455714	94671681	0
케이싱Con'c	700	300	32682	1150	37584119	15411795976	245113821
복부	300	570	23819	565	13457603	246403219	644893094
헌치부	300	150	6268	330	2068472	111360442	7835120
슬래브	2450	280	95554	140	13377511	9986926849	624283825
U1.FLG(공제)	400	20	-1114	150	-167149	-109372028	-37144
U2.FLG(공제)	500	20	-1393	170	-236795	-119816803	-46430
Web(공제)	15	940	-1964	650	-1276602	-68466372	-144616126
L1.FLG(공제)	500	20	-1393	1130	-1573989	-619151685	-46430
L2.FLG(공제)	400	20	-1114	1150	-1281477	-525484430	-37144
계			205241		95086335	35072211512	2416772584

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{95,086,335}{205,241} =$ 463 mm Hs = 980 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −323 mm

Yslr = Hs + Ysu1 = 657 mm

Ycur = −es = −463 mm

Yclr = GH + es = 837 mm

Yru1 = Ycur + 1단철근덮개 = −403 mm

Yru2 = Ycur + 2단철근덮개 = −223 mm

Ivr = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 37488984097 mm^4

3) 휨응력검토(부모멘트검토)

(1) 단면력 집계

구분	단위	적용치
Msf : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	127.45
Msc : 합성후 사용하중에 의한 모멘트	kN·m	−2244.10
Vsf : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	267.30
Vsc : 합성후 사용하중에 의한 전단력	kN	926.88

(2) 단면특성치 집계

구분	Iv	Ysu	Ysl	Ycu	Ycl	Yr1	Yr2	A	nsl	nrb
①	14837348948	−707	313	153	453	−	−	82782	6.4	−
②	16349564944	−666	314	194	494	−746	−566	83821	7.2	1.0

① 합성전 (구체콘크리트)

fsu = Msc·Ysu / Ivr = −6.08 MPa

fsl = Msc·Ysl / Ivr = 2.69 MPa

fcl = Msc·Yclr / Ivr / nsl = 0.61 MPa

② 합성후 (추가고정하중, 활하중, 기타 – 압축부콘크리트만 고려된 합성후단면으로 검토)

fsu = Msc·Ysur / Ivr = 91.47 MPa

fsl = Msc·Yslr / Ivr = −43.04 MPa

fcl = Msc·Yclr / Ivr / nsl = −9.44 MPa

fru1 = Msc·Yru1 / Ivr / nrb = 99.96 MPa

fru2 = Msc·Yru2 / Ivr / nrb = 75.85 MPa

(3) 응력의 검토

LOAD CASE	Steel		콘크리트	상단철근	
	fsu	fsl	fcl	fru1	fru2
① 합성전고정하중	−6.08	2.69	0.61	–	–
② 합성후하중	91.47	−43.04	−9.44	99.96	75.85

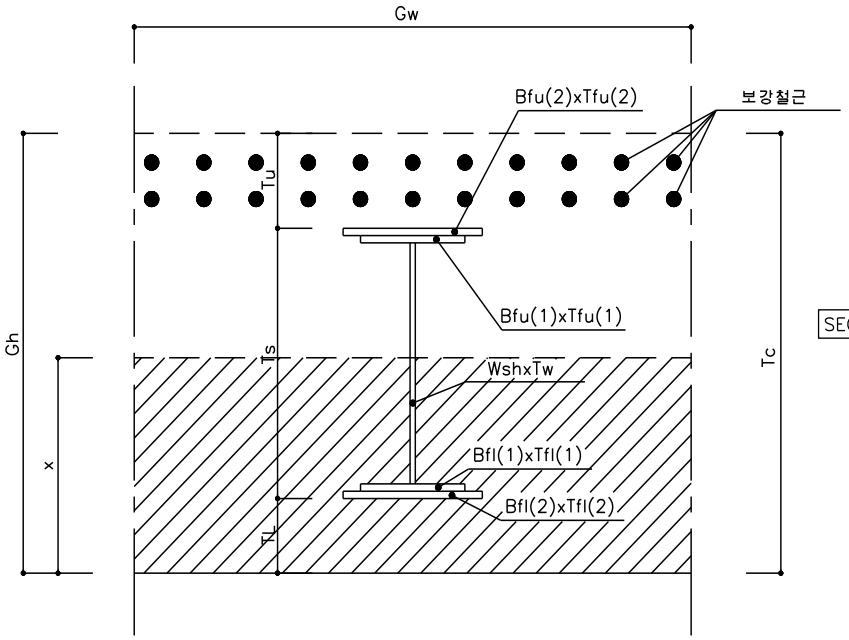
※ (+) : 인장응력을 받는 하면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 정모멘트 작용시)

(–) : 인장응력을 받는 상면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 부모멘트 작용시)

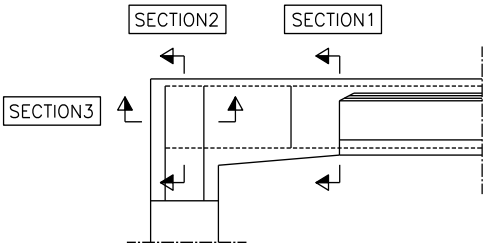
LOAD COMBINATIONS		Steel		콘크리트	상단철근	
		fsu	fsl	fcl	fru1	fru2
∑(①)		−6.08	2.69	0.61	–	–
Allowable	Ten.	215.00	215.00	3.35	–	–
	Com.	−215.00	−215.00	−18.00	–	–
∑(①~②)		85.40	−40.35	−8.83	99.96	75.85
Allowable	Ten.	215.00	215.00	3.35	160.00	160.00
	Com.	−215.00	−215.00	−18.00	–	–
검토		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

※ 압축:–, 인장:+

11 .5 SECTION2 균열단면 검토



– 우각부 단면 검토



– 콘크리트 단면 [형고(GH) = 1700 mm] : 헌치높이 = 400 mm

상부 구체 GW : 2450.00
TC : 1700.00

– 강형 단면

상부 플랜지	┌ BFU(1)	:	500.00	하부 플랜지	┌ BFL(1)	:	500.00
	| BFU(2)	:	0.00		| BFL(2)	:	0.00
	| TFU(1)	:	20.00		| TFL(1)	:	20.00
	└ TFU(2)	:	0.00		└ TFL(2)	:	0.00
복부	┌ TW	:	15.00	덮개	┌ TU	:	160.00
	└ WSH	:	940.00		| TL	:	560.00
					└ TS	:	980.00

– 보강철근 (Est = 200000.00 MPa)

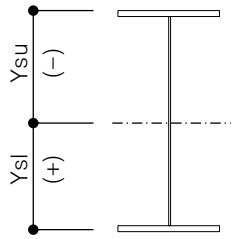
1단 보강철근

종류: H25 배치간격: 125 ㎜ 덮개: 80 ㎜

– 주요 재료물성치

fck	: 구체 콘크리트의 설계기준강도	30	MPa
nsl	: 강재와 구체 콘크리트와의 탄성계수비	7.2	
nrb	: 강재와 보강철근과의 탄성계수비	1.0	
nca	: 보강철근과 구체콘크리트와의 탄성계수비	7.0	

1) 강형의 단면특성 (1차단면특성)



	b	h	A	y	A×y	A×y²	Io
U2.flg	0	0	0	-490	0	0	0
U1.flg	500	20	10000	-480	-4800000	2304000000	333333
Web	15	940	14100	0	0	0	1038230000
L1.flg	500	20	10000	480	4800000	2304000000	333333
L2.flg	0	0	0	490	0	0	0
계			34100		0	4608000000	1038896667

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{0.0}{34100.0} =$ 0.0 mm Hs = 980 mm (강형전체높이)

As : (강형의 단면적) = 34100.0 mm^2

Ysu = -Hs/2 - es = -490.0 mm

Ysl = Hs/2 - es = 490.0 mm

Is = $\sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times es^2$ = 5646896666.7 mm^4

2) 균열환산단면2차모멘트 (합성후 하중에 의한 단면력발생시)

(1) 중립축 위치 결정

- 상부 보강철근 특성치

상부 1단 보강철근 개수 : 2,450 mm / 125 mm = 19.6 EA

상부 2단 보강철근 개수 : 2,450 mm / 0 mm = 0 EA

철근	Arb/EA	EA	Arb	y	Arb×y
U1.REBAR	506.7	20	9931.3	1620	16088738
U2.REBAR	506.7	0	0.0	1700	0
계			9931.3		16088738

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부 보강철근 중심까지 거리

: drb = 16088738 / 9931 = 1620 mm

- 강형 특성치(상부 플랜지)

상부플랜지	b	h	Asf	y	Asf×y
U2.FLG	0	0	0	1540	0
U1.FLG	500	20	10000	1530	15300000
계			10000		15300000

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부플랜지 중심까지 거리

: dsf = 15300000 / 10000 = 1530 mm

- 강형 특성치(하부 플랜지)

하부플랜지	b	h	Asf'	y	Asf'×y
L1.FLG	500	20	10000	570	5700000
L2.FLG	0	0	0	560	0
계			10000		5700000

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 하부플랜지 중심까지 거리

: dsf' = 5700000 / 10000 = 570 mm

- 강형 특성치(복부)

단면적 : Aw = 940 × 15 = 14100 mm^2
구체콘크리트하연에서 복부 중심까지 거리 : dw = 1,050 mm

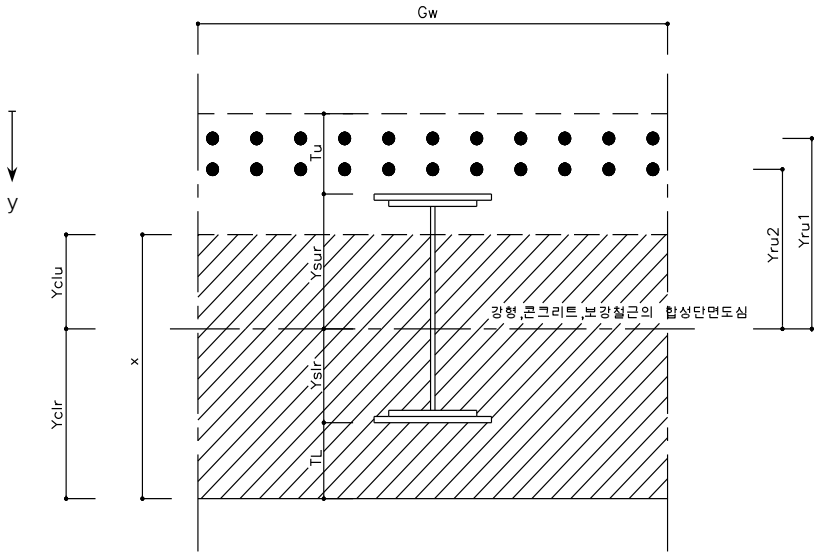
- 압축연단에서 중립축까지의 거리

$x = \{-\alpha+\sqrt{(\alpha^2+ 2\cdot Gw\cdot\beta)}\} / Gw$ = 436 mm **: 압축부높이**

여기서, $\alpha = n\cdot Asf' + n\cdot Asf + n\cdot Aw + nrc\cdot Arb$
= 314371.2

$\beta = n\cdot Asf'\cdot dsf' + n\cdot Asf\cdot dsf + n\cdot Aw\cdot dw + nrc\cdot Arb\cdot drb$
= 369963814.4

(2) 압축부콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (균열단면)



	b	h	A/nsl(nrb)	y	A/n×y	A/n×(y-es)^2	Io
U2.flg	0	0	0	160	0	0	0
U1.flg	500	20	10000	170	1700000	12009589183	333333
Web	15	940	14100	650	9165000	5348292360	1038230000
L1.flg	500	20	10000	1130	11300000	184641114	333333
L2.flg	0	0	0	1140	0	0	0
U1.REBAR			9689	80	775127	13625943569	0
U2.REBAR			0	0	0	0	0
Con'c	2450	436	148798	1482	220517257	6949162839	2357398852
Web(공제)	15	-144	301	1752	527038	71084218	519663
L1.FLG(공제)	500	20	-1393	1130	-1573989	-25718851	-46430
L2.FLG(공제)	0	0	0	1140	0	0	0
계			191495		242410434	38162994432	3396768752

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{242,410,434}{191,495} =$ 1,266 mm Hs = 980 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −1,106 mm

Yslr = Hs + Ysur = −126 mm

Ycur = TC − x − es = −2 mm

Yclr = Ycur + x = 434 mm

Yru1 = = −1,186 mm

Yru2 = = 0 mm

Ivr = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 41559763184 mm^4

(3) 전체콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (비균열단면)

	b	h	A/nsl(nrb)	y	A/n×y	A/n×(y-es)^2	Io
U2.flg	0	0	0	160	0	0	0
U1.flg	500	20	10000	170	1700000	4335836913	333333
Web	15	940	14100	650	9165000	449110359	1038230000
L1.flg	500	20	10000	1130	11300000	909199057	333333
L2.flg	0	0	0	1140	0	0	0
U1.REBAR	0	0	9689	80	775127	5427911315	0
U2.REBAR	0	0	0	0	0	0	0
Con'c	2450	1700	580147	850	493125070	268903900	139718769706
U1.FLG(공제)	0	0	0	160	0	0	0
U2.FLG(공제)	500	20	-1393	170	-236795	-603943190	-46430
Web(공제)	15	940	-1964	650	-1276602	-62557045	-144616126
L1.FLG(공제)	500	20	-1393	1130	-1573989	-126643273	-46430
L2.FLG(공제)	0	0	0	1140	0	0	0
계			619186		512977811	10597818035	140612957385

$$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{512,977,811}{619,186} = 828 \text{ mm} \qquad Hs = 980 \text{ mm}$$

(강형전체높이)

Ysur = TU − es = −668 mm

Yslr = Hs + Ysu1 = 312 mm

Ycur = −es = −828 mm

Yclr = TC + es = 872 mm

Yru1 = Ycur + 1단철근덮개 = −748 mm

Yru2 = Ycur + 2단철근덮개 = −828 mm

Ivr = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 151210775421 mm^4

(4) 전체콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (비균열단면_헌치비고려)

- 연결부가 우각부 내에 존재할때 연결부 이음검토용 단면특성

	b	h	A/nsl(nrb)	y	A/n×y	A/n×(y-es)^2	Io
U2.flg	0	0	0	160	0	0	0
U1.flg	500	20	10000	170	1700000	2304000000	333333
Web	15	940	14100	650	9165000	0	1038230000
L1.flg	500	20	10000	1130	11300000	2304000000	333333
L2.flg	0	0	0	1140	0	0	0
U1.REBAR	0	0	0	80	0	0	0
U2.REBAR	0	0	0	0	0	0	0
Con'c	2450	1300	443642	650	288367255	0	62479571961
U1.FLG(공제)	0	0	0	160	0	0	0
U2.FLG(공제)	500	20	-1393	170	-236795	-320926534	-46430
Web(공제)	15	940	-1964	650	-1276602	0	-144616126
L1.FLG(공제)	500	20	-1393	1130	-1573989	-320926534	-46430
L2.FLG(공제)	0	0	0	1140	0	0	0
계			472992		307444870	3966146933	63373759641

$$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{307,444,870}{472,992} = 650 \text{ mm} \qquad Hs = 980 \text{ mm}$$

(강형전체높이)

Ysur = TU − es = −490 mm
Yslr = Hs + Ysu1 = 490 mm

Ycur = −es = −650 mm
Yclr = TC + es = 650 mm

Yru1 = Ycur + 1단철근덮개 = −570 mm
Yru2 = Ycur + 2단철근덮개 = −650 mm

Ivr = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 67339906574 mm^4

3) 휨응력검토

(1) 단면력 집계

구분		단위	적용치
Msf	: 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	−557.57
Msc	: 합성후 사용하중에 의한 모멘트	kN·m	−4120.68
Vsf	: 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	368.80
Vsc	: 합성후 사용하중에 의한 전단력	kN	1262.22

(2) 단면특성치 집계

구분	Iv	Ysu	Ysl	Ycu	Ycl	Yr1	Yr2	A	nsl	nrb
①	5646896667	−490	490	−	−	−	−	34100	−	−
②	41559763184	−1,106	−126	−2	434	−1,186	0	191495	7.2	1.0

① 합성전 (구체콘크리트)

fsu = Msc·Ysu / Ivr = 48.38 MPa
fsl = Msc·Ysl / Ivr = −48.38 MPa

② 합성후 (추가고정하중, 활하중, 기타 – 압축부콘크리트만 고려된 합성후단면으로 검토)

fsu = Msc·Ysur / Ivr = 109.65 MPa
fsl = Msc·Yslr / Ivr = 12.48 MPa

fcl = Msc·Yclr / Ivr / nsl = −6.00 MPa

fru1 = Msc·Yru1 / Ivr / nrb = 114.71 MPa
fru2 = Msc·Yru2 / Ivr / nrb = 0.00 MPa

(3) 응력의 검토

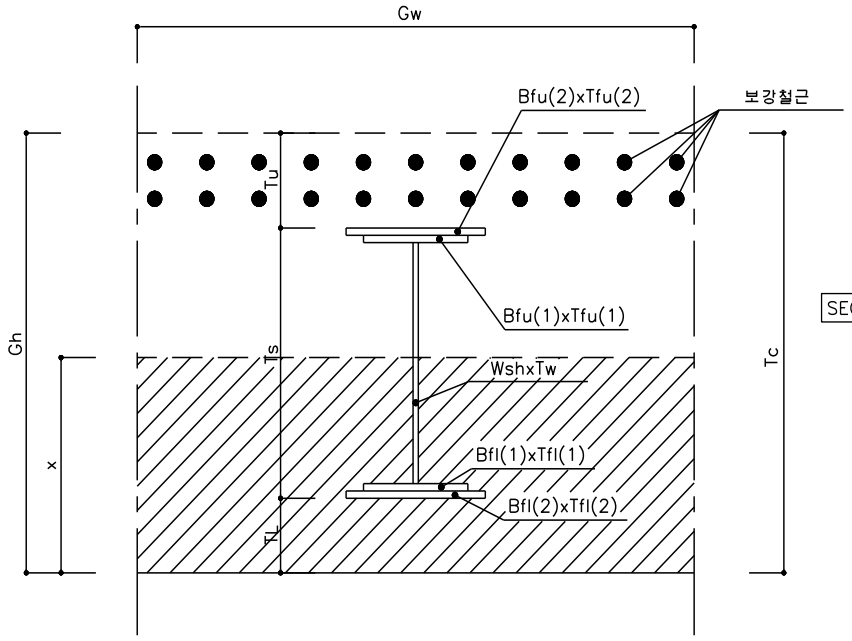
LOAD CASE	Steel		콘크리트	상단철근	
	fsu	fsl	fcl	fru1	fru2
① 합성전고정하중	48.38	-48.38	-	-	-
② 합성후하중	109.65	12.48	-6.00	114.71	0.00

※ (+) : 인장응력을 받는 하면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 정모멘트 작용시)
(-) : 인장응력을 받는 상면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 부모멘트 작용시)

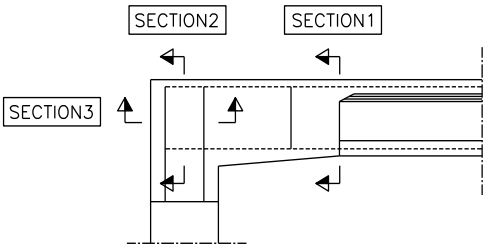
LOAD COMBINATIONS		Steel		콘크리트	상단철근	
		fsu	fsl	fcl	fru1	fru2
∑(①)		48.38	-48.38	-	-	-
Allowable	Ten.	215.00	215.00	-	-	-
	Com.	-215.00	-215.00	-	-	-
∑(①~②)		158.03	-35.90	-6.00	114.71	0.00
Allowable	Ten.	215.00	215.00	3.35	160.00	160.00
	Com.	-215.00	-215.00	-18.00	-	-
검토		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

※ 압축:-, 인장:+

11 .6 SECTION3 균열단면 검토



– 우각부 단면 검토



– 콘크리트 단면 [형고(GH) = 1433.333 mm]

상부 구체 GW : 2450.00
TC : 1433.33

– 강형 단면

상부 플랜지	BFU(1)	:	500.00	하부 플랜지	BFL(1)	:	500.00
	BFU(2)	:	0.00		BFL(2)	:	0.00
	TFU(1)	:	20.00		TFL(1)	:	20.00
	TFU(2)	:	0.00		TFL(2)	:	0.00
복부	TW	:	15.00	덮개	TU	:	300.00
	WSH	:	793.33		TL	:	300.00
					TS	:	833.33

– 보강철근 (Est = 200000.00 MPa)

1단 보강철근

종류: H25 배치간격: 125 ㎜ 덮개: 100 ㎜

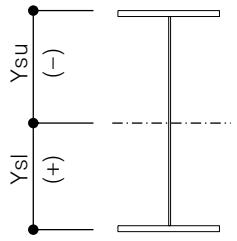
2단 보강철근

종류: H22 배치간격: 125 ㎜ 덮개: 200 ㎜

– 주요 재료물성치

fck	: 구체 콘크리트의 설계기준강도	30	MPa
nsl	: 강재와 구체 콘크리트와의 탄성계수비	7.2	
nrb	: 강재와 보강철근과의 탄성계수비	1.0	
nca	: 보강철근과 구체콘크리트와의 탄성계수비	7.0	

1) 강형의 단면특성 (1차단면특성)



	b	h	A	y	A×y	A×y²	Io
U2.flg	0	0	0	-417	0	0	0
U1.flg	500	20	10000	-407	-4066665	1653776422	333333
Web	15	793	11900	0	0	0	624132176
L1.flg	500	20	10000	407	4066665	1653776422	333333
L2.flg	0	0	0	417	0	0	0
계			31900		0	3307552844	624798843

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{0.0}{31900.0} =$ 0.0 mm Hs = 833 mm (강형전체높이)

As : (강형의 단면적) = 31900.0 mm^2

Ysu = -Hs/2 - es = -416.7 mm

Ysl = Hs/2 - es = 416.7 mm

Is = $\sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times es^2$ = 3932351687.4 mm^4

2) 균열환산단면2차모멘트 (합성후 하중에 의한 단면력발생시)

(1) 중립축 위치 결정

- 상부 보강철근 특성치

상부 1단 보강철근 개수 : 2,450 mm / 125 mm = 19.6 EA

상부 2단 보강철근 개수 : 2,450 mm / 125 mm = 19.6 EA

철근	Arb/EA	EA	Arb	y	Arb×y
U1.REBAR	506.7	20	9931.3	1333	13241757
U2.REBAR	387.1	20	7587.2	1233	9357495
계			17518.5		22599251

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부 보강철근 중심까지 거리

: drb = 22599251 / 17518 = 1290 mm

- 강형 특성치(상부 플랜지)

상부플랜지	b	h	Asf	y	Asf×y
U2.FLG	0	0	0	1133	0
U1.FLG	500	20	10000	1123	11233330
계			10000		11233330

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부플랜지 중심까지 거리

: dsf = 11233330 / 10000 = 1123 mm

- 강형 특성치(하부 플랜지)

하부플랜지	b	h	Asf'	y	Asf'×y
L1.FLG	500	20	10000	310	3100000
L2.FLG	0	0	0	300	0
계			10000		3100000

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 하부플랜지 중심까지 거리

: dsf' = 3100000 / 10000 = 310 mm

- 강형 특성치(복부)

단면적 : Aw = 793 × 15 = 11900 mm^2
구체콘크리트하연에서 복부 중심까지 거리 : dw = 717 mm

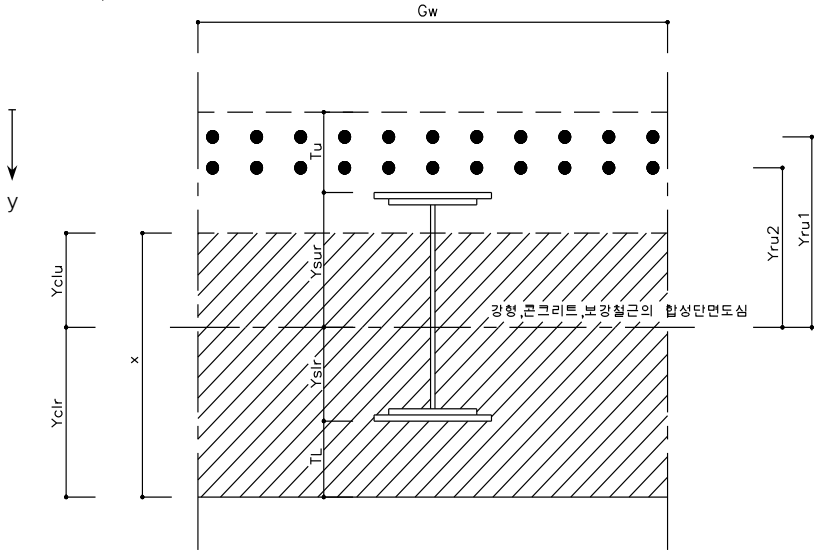
- 압축연단에서 중립축까지의 거리

$x = \{-\alpha+\sqrt{(\alpha^2+ 2\cdot Gw\cdot\beta)}\} / Gw$ = 391 mm **: 압축부높이**

여기서, $\alpha = n\cdot Asf' + n\cdot Asf + n\cdot Aw + nrc\cdot Arb$
= 351718.2

$\beta = n\cdot Asf'\cdot dsf' + n\cdot Asf\cdot dsf + n\cdot Aw\cdot dw + nrc\cdot Arb\cdot drb$
= 324880225.3

(2) 압축부콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (균열단면)



	b	h	A/nsl(nrb)	y	A/n×y	A/n×(y-es)^2	Io
U2.flg	0	0	0	300	0	0	0
U1.flg	500	20	10000	310	3100000	5380462336	333333
Web	15	793	11900	717	8528328	1271286265	624132176
L1.flg	500	20	10000	1123	11233330	63706979	333333
L2.flg	0	0	0	1133	0	0	0
U1.REBAR			9689	100	968909	8625454124	0
U2.REBAR			7402	200	1480421	5266746142	0
Con'c	2450	391	133454	1238	165190315	5037534731	1700746825
Web(공제)	15	71	-148	1078	-160023	-174537	-62477
L1.FLG(공제)	500	20	-1393	1123	-1564702	-8873811	-46430
L2.FLG(공제)	0	0	0	1133	0	0	0
계			180904		188776578	25636142228	2325436761

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{188,776,578}{180,904} =$ 1,044 mm Hs = 833 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −744 mm

Yslr = Hs + Ysur = 90 mm

Ycur = TC − x − es = −1 mm

Yclr = Ycur + x = 390 mm

Yru1 = = −944 mm

Yru2 = = −844 mm

Ivr = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 27961578989 mm^4

(3) 전체콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (비균열단면)

	b	h	A/nsl(nrb)	y	A/n×y	A/n×(y-es)^2	Io
U2.flg	0	0	0	300	0	0	0
U1.flg	500	20	10000	310	3100000	1507807938	333333
Web	15	793	11900	717	8528328	4012008	624132176
L1.flg	500	20	10000	1123	11233330	1806487781	333333
L2.flg	0	0	0	1133	0	0	0
U1.REBAR	0	0	9689	100	968909	3468393898	0
U2.REBAR	0	0	7402	200	1480421	1838001721	0
Con'c	2450	1433	489144	717	350552799	164911668	83743149112
U1.FLG(공제)	0	0	0	300	0	0	0
U2.FLG(공제)	500	20	-1393	310	-431802	-210024121	-46430
Web(공제)	15	793	-1658	717	-1187920	-558837	-86936014
L1.FLG(공제)	500	20	-1393	1123	-1564702	-251627544	-46430
L2.FLG(공제)	0	0	0	1133	0	0	0
계			533691		372679363	8327404512	84280919080

es $= \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{372,679,363}{533,691} =$ 698 mm Hs = 833 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −398 mm

Yslr = Hs + Ysu1 = 435 mm

Ycur = −es = −698 mm

Yclr = TC + es = 735 mm

Yru1 = Ycur + 1단철근덮개 = −598 mm

Yru2 = Ycur + 2단철근덮개 = −498 mm

Ivr = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 92608323592 mm^4

3) 휨응력검토

(1) 단면력 집계

구분	단위	적용치
Msf : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	−534.03
Msc : 합성후 사용하중에 의한 모멘트	kN·m	−4238.08
Vsf : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	97.71
Vsc : 합성후 사용하중에 의한 전단력	kN	472.04

(2) 단면특성치 집계

구분	Iv	Ysu	Ysl	Ycu	Ycl	Yr1	Yr2	A	nsl	nrb
①	3932351687	−417	417	−	−	−	−	31900	−	−
②	27961578989	−744	90	−1	390	−944	−844	180904	7.2	1.0

① 합성전 (구체콘크리트)

fsu = Msc·Ysu / Ivr = 56.58 MPa

fsl = Msc·Ysl / Ivr = −56.58 MPa

② 합성후 (추가고정하중, 활하중, 기타 – 압축부콘크리트만 고려된 합성후단면으로 검토)

fsu = Msc·Ysur / Ivr = 112.69 MPa

fsl = Msc·Yslr / Ivr = −13.61 MPa

fcl = Msc·Yclr / Ivr / nsl = −8.23 MPa

fru1 = Msc·Yru1 / Ivr / nrb = 139.52 MPa

fru2 = Msc·Yru2 / Ivr / nrb = 124.73 MPa

(3) 응력의 검토

LOAD CASE	Steel		콘크리트	상단철근	
	fsu	fsl	fcl	fru1	fru2
① 합성전고정하중	56.58	−56.58	–	–	–
② 합성후하중	112.69	−13.61	−8.23	139.52	124.73

※ (+) : 인장응력을 받는 하면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 정모멘트 작용시)

(–) : 인장응력을 받는 상면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 부모멘트 작용시)

LOAD COMBINATIONS		Steel		콘크리트	상단철근	
		fsu	fsl	fcl	fru1	fru2
∑(①)		56.58	−56.58	–	–	–
Allowable	Ten.	215.00	215.00	–	–	–
	Com.	−215.00	−215.00	–	–	–
∑(①~②)		169.28	−70.20	−8.23	139.52	124.73
Allowable	Ten.	215.00	215.00	3.35	160.00	160.00
	Com.	−215.00	−215.00	−18.00	–	–
검토		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

※ 압축:–, 인장:+

11 . 7 기타검토

* 부재력 및 단면특성의 조합

- **응력**

<단위 : MPa>

STEP	조건	강형 상면응력	강형 하면응력	하부케이싱 상면응력	하부케이싱 하면응력	하중	비고
		fsu	fsl	fcu	fcl		
1	프리플렉션 하중	-255.60	255.60	-	-	P.F 하중	접합면 용접설계

- **전단력**

<단위 : kN>

STEP	조건	각 SECTION 별 전단력				하중	비고
		SECTION 1	SECTION 8	SECTION 25	SECTION 32		
1	프리플렉션 하중	1208.77	0.00	0.00	1208.77	P.F 하중	접합면 용접설계, 전단응력 검토
6	합성전	267.27	133.65	133.65	267.27	거더자중 및 바닥판	
7	합성후	926.86	610.59	610.59	926.86	추가고정 +활하중	
-	활하중	408.21	242.22	242.22	408.21	DB+DL+ 보도활하중	

14.7.1 전단연결재

1) 정모멘트부

(1) 하부 플랜지에 설치되는 전단연결재

① 릴리즈에 의한 전단응력

○ 하부케이싱 콘크리트 평균응력

fcm = | fcu + fcl | / 2

▸ fcu : 하부케이싱 콘크리트 상연응력 (MPa)
fcl : 하부케이싱 콘크리트 하연응력 (MPa)

○ 수평전단력

V = fcm × Acn

▸ Acn : 하부케이싱 콘크리트 순단면적 (mm^2)

○ 전단흐름

fm = V / (전단흐름 발생길이)

▸ 전단흐름 발생길이 : 계산지간 / 4 = 4.00 m

○ 강재와 하부케이싱 콘크리트 사이의 전단응력

τ = fm / Ls

▸ Ls : 하부플랜지 주변길이 (mm)

NO.	단면 TYPE	fcu (MPa)	fcl (MPa)	fcm (MPa)	Acn (mm^2)	V (kN)	fm (kN/m)	Ls (mm)	τ (MPa)
1	1	-1.01	-2.88	1.95	200200	389.80	97.45	1080.00	0.09
2	1	-2.02	-5.77	3.89	200200	779.60	194.90	1080.00	0.18
3	2	-3.03	-8.65	5.84	200200	1169.40	292.35	1080.00	0.27
4	2	-4.04	-11.54	7.79	200200	1559.20	389.80	1080.00	0.36
5	2	-5.05	-14.42	9.74	200200	1949.00	487.25	1080.00	0.45
6	3	-6.06	-17.31	11.68	200200	2338.81	584.70	1080.00	0.54
7	3	-7.07	-20.19	13.63	200200	2728.61	682.15	1080.00	0.63
8	3	-8.08	-23.08	15.58	200200	3118.41	779.60	1080.00	0.72
9	3	-8.08	-23.08	15.58	200200	3118.41	779.60	1080.00	0.72
10	3	-8.08	-23.08	15.58	200200	3118.41	779.60	1080.00	0.72
11	3	-8.08	-23.08	15.58	200200	3118.41	779.60	1080.00	0.72
12	3	-8.08	-23.08	15.58	200200	3118.41	779.60	1080.00	0.72
13	3	-8.08	-23.08	15.58	200200	3118.41	779.60	1080.00	0.72
14	3	-8.08	-23.08	15.58	200200	3118.41	779.60	1080.00	0.72
15	3	-8.08	-23.08	15.58	200200	3118.41	779.60	1080.00	0.72
16	3	-8.08	-23.08	15.58	200200	3118.41	779.60	1080.00	0.72

② 전단연결재의 배치

[철도교설계기준(노반편), P9-115]

○ 사용스터트 종류

구 분	TYPE1	TYPE2	TYPE3	단위
Stud 직경 (d)	22	22	22	mm
Stud 길이 (H)	60	60	60	mm

○ 콘크리트와 하부플랜지 사이의 부착응력

$\tau oa = 0.13 \times \sqrt{(fci')}$

▸ 콘크리트 초기강도 : fci' = 40.5 MPa

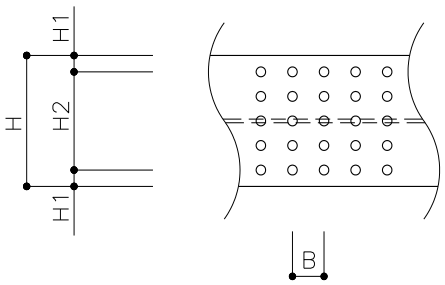
부착응력 : τoa = 0.83 MPa

☞ $\tau oa \geq \tau$ 이면 작용전단력의 1/3이상 전단연결재가 부담하도록 설계

$\tau oa < \tau$ 이면 전단력 모두 전단연결재가 부담하도록 설계

○ 소요개수 및 배치간격

Req'N = fm / Qa



▸ Qa : 전단연결재 1개의 내력

$Qa = 9.5 \times d^2 \times \sqrt{(fci')}$ (H/d ≥ 5.5)

$Qa = 1.74 \times d \times H \times \sqrt{(fci')}$ (H/d < 5.5)

구 분	TYPE1	TYPE2	TYPE3	단위
H / d	2.73	2.73	2.73	
Qa	14532.74	14532.74	14532.74	N/EA

▸ B : 교축방향 배치간격 (cm)

NO.	단면 TYPE	τ : τoa	소요개수 (EA/m)	교축직각방향 배치간격 (mm)			교축방향 배치간격	배치개수 (EA/m)	비고
				H	H1	H2			
1	1	1/3	2.24	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
2	1	1/3	4.47	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
3	2	1/3	6.71	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
4	2	1/3	8.94	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
5	2	1/3	11.18	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
6	2	1/3	13.41	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
7	2	1/3	15.65	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
8	2	1/3	17.88	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
9	2	1/3	17.88	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
10	2	1/3	17.88	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
11	2	1/3	17.88	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
12	2	1/3	17.88	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
13	2	1/3	17.88	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
14	2	1/3	17.88	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
15	2	1/3	17.88	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
16	2	1/3	17.88	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K

○ STUD 배치 및 간격 검토 [철도교설계기준(노반편), P9-115]

STUD의 최대간격
하부케이싱 콘크리트 두께의 3배 (3 × 300 = 900 mm) 이고 60 mm 이하
☞ 200 mm 이하 사용 O.K

STUD의 최소간격
교축방향 : 5 × d = 110 mm or 100 mm ☞ 200 mm 사용 O.K
교축직각방향 : d + 30 = 52 mm ☞ 100 mm 사용 O.K
최소연단순간격 : 25 mm < 50 - 22 / 2 = 39 mm 사용 O.K

③ 전단연결재의 피로설계

○ 수평전단력 범위

$Sr = Vr \times Q / I$

▸ Sr : 설계대상 단면의 슬래브와 주거더 사이의 수평전단력 범위 (N/mm)
Vr : 충격을 포함하는 활하중에 대한 전단력의 범위 (N)
Q : 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트(mm^2)
I : 합성단면의 단면2차모멘트(mm^4)

$Q = Ac / n \times dvc$

▸ Ac : 하부케이싱 콘크리트 단면적 (mm^2)
n : 탄성계수비
dvc : 합성단면 도심에서 하부케이싱 콘크리트 도심까지 거리 (mm)

○ 허용수평전단력 범위

$Zr = \beta \times d^2 =$ 39 × 22 ^{2} = 18876.00 N

▸ Zr : 전단연결재의 허용수평전단력 범위 (N)
β : 39 (하중 반복회수 : 2,000,000회 이상)

○ 피로를 고려한 전단연결재의 필요간격

$d0 = \sum Zr / Sr$

▸ d0 : 전단연결재의 간격 (mm)
∑ Zr : ∑ Zr = n × Zr (N)
n : 한 단면에 설치된 전단연결재의 총 개수

○ 피로설계에 의한 위치별 전단연결재 간격 검토

NO.	I (mm^4)	Q (mm^3)	Vr (N)	Sr (N/mm)	n	∑ Zr (N)	소요간격 do (mm)	배치간격 (mm)	비고
1	37037897154	21594688	408205.00	238.00	4	75504.00	317.24	200.00	O.K
2	37037897154	21594688	387778.40	226.09	4	75504.00	333.95	200.00	O.K
3	37037897154	21594688	367264.60	214.13	4	75504.00	352.61	200.00	O.K
4	37037897154	21594688	346620.00	202.09	4	75504.00	373.61	200.00	O.K
5	37037897154	21594688	325888.20	190.01	4	75504.00	397.38	200.00	O.K
6	37037897154	21594688	305091.00	177.88	4	75504.00	424.46	200.00	O.K
7	37037897154	21594688	284184.80	165.69	4	75504.00	455.69	200.00	O.K
8	37037897154	21594688	263235.00	153.48	4	75504.00	491.96	200.00	O.K
9	37037897154	21594688	242219.80	141.22	4	75504.00	534.64	200.00	O.K
10	37037897154	21594688	221161.00	128.95	4	75504.00	585.55	200.00	O.K
11	37037897154	21594688	200080.40	116.66	4	75504.00	647.24	200.00	O.K
12	37037897154	21594688	178956.20	104.34	4	75504.00	723.64	200.00	O.K
13	37037897154	21594688	157810.20	92.01	4	75504.00	820.61	200.00	O.K
14	37037897154	21594688	136642.40	79.67	4	75504.00	947.73	200.00	O.K
15	37037897154	21594688	115496.40	67.34	4	75504.00	1121.25	200.00	O.K
16	37037897154	21594688	94350.40	55.01	4	75504.00	1372.54	200.00	O.K

④ 전단연결재의 극한강도검토

○ 전단연결재의 극한강도

$Vu = 0.4 \times d^2 \times \sqrt{(fck \times Ec)}$ = 0.4 × 22 ^{2} × √ (45 × 31928.43)

= 232060.05 N > Asc × fu

(Asc × fu = π /4 × 22 ^{2} × 410 = 155854.41 N)

∴Vu = 155854.41 N

▸ Vu : 전단연결재의 극한강도 (N) 단, Vu ≤ Asc × fu
d : 전단연결재 지름 (mm)
fck : 콘크리트의 28일 압축강도 (MPa)
Asc : 전단연결재의 단면적 (mm^2)
fu : 전단연결재의 인장강도 (MPa)

○ 최대 정모멘트부의 하부케이싱 콘크리트에 작용하는 힘 (P) – P1, P2 중 작은 값을 취한다.

$P1 = As \times fy$

▸ As : 덮개판을 포함하는 강재 단면의 총면적 (mm^2)
fy : 사용된 강재의 공칭항복응력 355.00 (MPa)

$P2 = 0.85 \times fck \times b \times ts$

▸ b : 하부케이싱 콘크리트 폭 (mm)
ts : 하부케이싱 콘크리트 두께 300.00 (mm)

○ 전단연결재 필요개수

$N1 = P / (\Phi \times Vu)$

▸ N1 : 최대 정모멘트부와 인접한 교대 지점부 사이의 전단연결재 필요개수
P : P1, P2중 작은 값

○ 구간별 전단연결재 필요개수 및 설치개수 검토

NO.	b (mm)	As (mm^2)	P1 (N)	P2 (N)	P (N)	필요개수 N1	설치개수	비고
1	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
2	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
3	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
4	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
5	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
6	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
7	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
8	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
9	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
10	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
11	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
12	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
13	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
14	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
15	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
16	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K

(2) 상부 플랜지에 설치되는 전단연결재

① 합성후하중에 의한 수평전단력

$Sv = V \times Q / Iv$

- Sv : 수평전단력
- V : 합성후하중에 의한 수직전단력 (활하중 포함)
- Q : 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트
- Iv : 합성단면의 단면2차모멘트

$Q = Ac / n \times dvc$

- dvc : 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 도심까지 거리

NO.	단면 TYPE	Ac/n (mm^2)	dvc (mm)	Q (mm^3)	Iv (mm^4)	V_d+V_{l+i} (kN)	Sv (N/mm)	Ls (mm)	τ (MPa)
1	1	106453.17	316.90	33735057	37037897154	926.86	844.21	1080.00	0.78
2	1	106453.17	316.90	33735057	37037897154	887.71	808.55	1080.00	0.75
3	2	106453.17	316.90	33735057	37037897154	848.41	772.75	1080.00	0.72
4	2	106453.17	316.90	33735057	37037897154	809.01	736.87	1080.00	0.68
5	2	106453.17	316.90	33735057	37037897154	769.50	700.88	1080.00	0.65
6	2	106453.17	316.90	33735057	37037897154	729.88	664.79	1080.00	0.62
7	2	106453.17	316.90	33735057	37037897154	690.19	628.64	1080.00	0.58
8	2	106453.17	316.90	33735057	37037897154	650.40	592.40	1080.00	0.55
9	2	106453.17	316.90	33735057	37037897154	610.59	556.14	1080.00	0.51
10	2	106453.17	316.90	33735057	37037897154	570.70	519.81	1080.00	0.48
11	2	106453.17	316.90	33735057	37037897154	530.77	483.44	1080.00	0.45
12	2	106453.17	316.90	33735057	37037897154	490.81	447.04	1080.00	0.41
13	2	106453.17	316.90	33735057	37037897154	450.82	410.62	1080.00	0.38
14	2	106453.17	316.90	33735057	37037897154	410.84	374.20	1080.00	0.35
15	2	106453.17	316.90	33735057	37037897154	370.83	337.76	1080.00	0.31
16	2	106453.17	316.90	33735057	37037897154	330.85	301.34	1080.00	0.28

▸ V_d : 합성후 고정하중에의한 수직전단력, V_{l+i} : 충격을 포함한 활하중에 의한 수직전단력

② 전단연결재의 배치 [철도교설계기준(노반편), P9-115]

○ 사용스터트 종류

구 분	TYPE1	TYPE2	TYPE3	단위
Stud 직경 (d)	22	22	22	mm
Stud 길이 (H)	60	60	60	mm

○ 콘크리트와 하부플랜지 사이의 부착응력

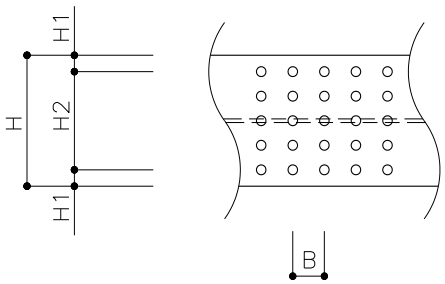
$\tau oa = 0.13 \times \sqrt{(fci')}$

- 콘크리트 초기강도 : fci' = 30.00 MPa
- 부착응력 : τoa = 0.71 MPa

☞ $\tau oa \geq \tau$ 이면 작용전단력의 1/3이상 전단연결재가 부담하도록 설계
$\tau oa < \tau$ 이면 전단력 모두 전단연결재가 부담하도록 설계

○ 소요개수 및 배치간격

Req'N = fm / Qa



▸ Qa : 전단연결재 1개의 내력

$Qa = 9.5 \times d^2 \times \sqrt{(fci')}$ (H/d ≥ 5.5)

$Qa = 1.74 \times d \times H \times \sqrt{(fci')}$ (H/d < 5.5)

구 분	TYPE1	TYPE2	TYPE3	단위
H / d	2.73	2.73	2.73	
Qa	12580.09	12580.09	12580.09	N/EA

▸ B : 교축방향 배치간격 (mm)

NO.	단면 TYPE	τ : τoa	소요개수 (EA/m)	교축직각방향 배치간격 (mm)			교축방향 배치간격	배치개수 (EA/m)	비고
				H	H1	H2			
1	1	1	67.11	400	44	6 @ 52 = 312	100	70.00	O.K
2	1	1	64.27	400	44	6 @ 52 = 312	100	70.00	O.K
3	2	1	61.43	400	44	6 @ 52 = 312	100	70.00	O.K
4	2	1/3	19.52	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
5	2	1/3	18.57	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
6	2	1/3	17.61	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
7	2	1/3	16.66	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
8	2	1/3	15.70	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
9	2	1/3	14.74	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
10	2	1/3	13.77	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
11	2	1/3	12.81	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
12	2	1/3	11.85	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
13	2	1/3	10.88	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
14	2	1/3	9.92	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
15	2	1/3	8.95	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
16	2	1/3	7.98	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K

○ STUD 배치 및 간격 검토 [철도교설계기준(노반편), P9-115]

STUD의 최대간격

바닥판 콘크리트 두께의 3배 (3 × 150 = 450 mm) 이고 600 mm 이하

☞ 200 mm 이하 사용 O.K

STUD의 최소간격

교축방향 : 5 × d = 110 mm or 100 mm ☞ 100 mm 사용 O.K

교축직각방향 : d + 30 = 52 mm ☞ 52 mm 사용 O.K

최소연단순간격 : 25 mm < 44 − 22 / 2 = 33 mm 사용 O.K

③ 전단연결재의 피로설계

○ 수평전단력 범위

$Sr = Vr \times Q / I$

- Sr : 설계대상 단면의 슬래브와 주거더 사이의 수평전단력 범위 (N/mm)
- Vr : 충격을 포함하는 활하중에 대한 전단력의 범위 (N)
- Q : 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트(mm^3)
- I : 합성단면의 단면2차모멘트(mm^4)

$Q = Ac / n \times dvc$

- Ac : 바닥판 콘크리트 단면적 (mm^2)
- n : 탄성계수비
- dvc : 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 도심까지 거리 (mm)

○ 허용수평전단력 범위

$Zr = \beta \times d^2 =$ 39 × 22 ^{2} = 18876.00 kN

- Zr : 전단연결재의 허용수평전단력 범위 (kN)
- β : 39 (하중 반복회수 : 2,000,000회 이상)

○ 피로를 고려한 전단연결재의 필요간격

$d0 = \sum Zr / Sr$

- d0 : 전단연결재의 간격 (mm)
- $\sum Zr$: $\sum Zr = n \times Zr$ (kN)
- n : 한 단면에 설치된 전단연결재의 총 개수

○ 피로설계에 의한 위치별 전단연결재 간격 검토

NO.	I (mm^4)	Q (mm^3)	Vr (N)	Sr (N/mm)	n	$\sum Zr$ (N)	소요간격 do (mm)	배치간격 (mm)	비고
1	37037897154	30280994	408205.00	333.74	7	132132.00	395.92	100.00	O.K
2	37037897154	30280994	387778.40	317.04	7	132132.00	416.77	100.00	O.K
3	37037897154	30280994	367264.60	300.26	7	132132.00	440.05	100.00	O.K
4	37037897154	30280994	346620.00	283.39	4	75504.00	266.44	200.00	O.K
5	37037897154	30280994	325888.20	266.44	4	75504.00	283.39	200.00	O.K
6	37037897154	30280994	305091.00	249.43	4	75504.00	302.70	200.00	O.K
7	37037897154	30280994	284184.80	232.34	4	75504.00	324.97	200.00	O.K
8	37037897154	30280994	263235.00	215.21	4	75504.00	350.83	200.00	O.K
9	37037897154	30280994	242219.80	198.03	4	75504.00	381.27	200.00	O.K
10	37037897154	30280994	221161.00	180.81	4	75504.00	417.58	200.00	O.K
11	37037897154	30280994	200080.40	163.58	4	75504.00	461.57	200.00	O.K
12	37037897154	30280994	178956.20	146.31	4	75504.00	516.06	200.00	O.K
13	37037897154	30280994	157810.20	129.02	4	75504.00	585.21	200.00	O.K
14	37037897154	30280994	136642.40	111.71	4	75504.00	675.87	200.00	O.K
15	37037897154	30280994	115496.40	94.43	4	75504.00	799.61	200.00	O.K
16	37037897154	30280994	94350.40	77.14	4	75504.00	978.82	200.00	O.K

2) SRC 부재에 설치되는 전단연결재(각형)

(1) 하부 플랜지에 설치되는 전단연결재

① 수평전단력 (도로교설계기준 P147)

$Sv = V \times Q / Iv$

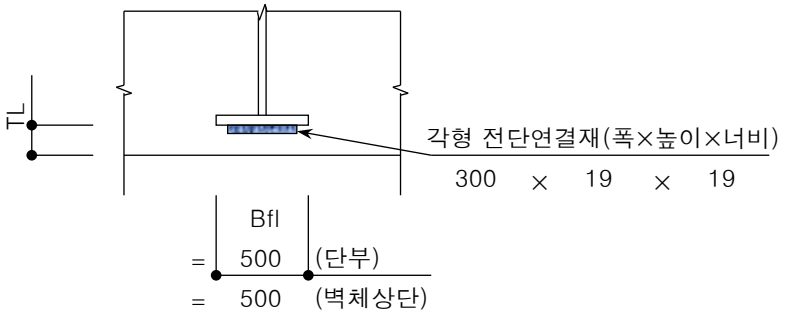
- Sv : 수평전단력
- V : 수직전단력(활하중 포함)
- Q : 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트
- Iv : 합성단면의 단면2차모멘트

$Q = Ain / nsl \times dvc$

- dvc : 합성단면 도심에서 고려하는 콘크리트 도심까지 거리
- Ain : 고려하는 콘크리트 단면적

단면 TYPE	Ain/nsl (mm²)	dvc (mm)	Q (mm²)	Iv (mm⁴)	V (kN)	Sv (N/mm)	Ll (mm)	v (MPa)
단부	191107	592	113045559	151210775421	515.19	385.16	1040	0.37
벽체상단	102379	585	59894525	92608323592	472.04	305.29	1040	0.29

② 전단연결재 제원 및 배치



A_1 (㎟)	A (㎟)	Ra	fba (MPa/EA)	Qa (N/EA)	Sv' (N/mm)	Req'N (EA/m)	배치간격 (mm/EA)	배치개수 (EA/m)	비고
5,700	280,000	5.00	22.50	128250.00	128.39	1.00	300	3.33	O.K
5,700	150,000	5.00	22.50	128250.00	101.76	0.79	300	3.33	O.K

여기서,
- A_1 : 전단연결재의 앞면적 (= 300 × 19 = 5,700 mm²)
- A : 전단연결재가 부담하는 콘크리트 면적(=TL·Bfl)
- Ra = $A / A_1 < 5$
- fba : 콘크리트의 허용지압응력(=(0.25 + 0.05·Ra)·fck)
- fck_1 : 설계기준강도 (= 45.00 MPa)
- Qa : 전단연결재의 허용전단력(=fba·A_1)
- Sv' : 부착응력을 고려한 수평전단력
  - a) voa ≥ v 이면 작용전단력의 1/3이상 전단연결재가 부담하도록 설계 ⇒(Sv' = Sv/3)
  - b) voa < v 이면 전단력 모두 전단연결재가 부담하도록 설계 ⇒(Sv' = Sv)

  여기서, voa(부착응력) = 0.13·√(fck_1) = 0.87 MPa
- Req'N : 전단연결재 소요개수(=Sv'/Qa·(1000))

③ 전단연결재의 간격검토

- 최대간격

s_max = Min (3·Tc , 600 mm)
= Min (1680 mm, 600 mm) = 600 mm ≥ 300 mm ☞O.K!

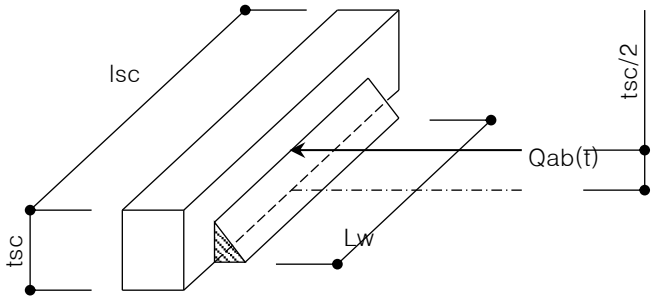
- 최소간격

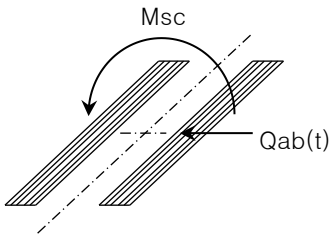
s_min = 3.5 × h = 3.5 × 19 = 66.5 mm ≤ 300 mm ☞O.K!

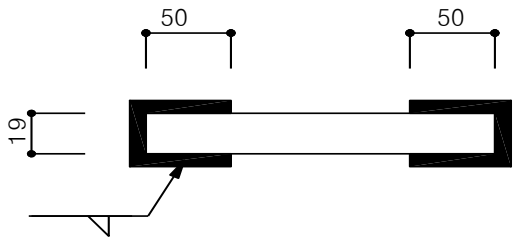
④ 전단연결재의 용접



* 각형 : lsc×tsc×bsc = 300 × 19 × 19







- 용접제원(1면당)

용접길이 : Lw = 238 mm
용접각장 : sw = 8 mm
목두께 : aw = sw·cos(45°) = 8 × 0.707 = 5.7 mm
용접면적 : Aw = Lw·aw = 1357 mm²

- 용접부의 허용응력 (SM 520 사용)

허용휨응력 : fwa = 215 × 1.7 = 365.50 MPa
허용전단응력 : vwa = 125 × 1.7 = 212.50 MPa

※ 블록 또는 ㄷ형강과 반원형철근, 전단연결재와 주형의 플랜지와의 필렛용접부의 허용응력을 70% 증가

- 응력 검토

휨응력 검토				전단응력 검토			조합응력 검토		
Msc (N·mm)	fw (MPa)	fwa (MPa)	비 고	vw (MPa)	vwa (MPa)	비 고	f (MPa)	제한치 (MPa)	비 고
1218375.00	43.96	365.50	O.K!	47.25	212.50	O.K!	0.06	1.20	O.K!
1218375.00	43.96	365.50	O.K!	47.25	212.50	O.K!	0.06	1.20	O.K!

여기서, Msc : 용접부에 작용하는 휨모멘트(=Qa·tsc/2)
Iw : 용접부의 단면2차모멘트
= 2·[Lw·aw³/ 12 + Aw·{(bsc + aw)/2}² = 421,292 mm⁴
Yw : 도심으로부터 연단까지 거리
= bsc/2 + aw = 15.2 mm
fw : 용접부에 발생하는 휨응력(=Msc·Yw / Iw)

vw : 용접부에 작용하는 전단응력(=Qa / (2·Aw))

f : 조합응력 검토

$$= \left(\frac{fw}{fwa}\right)^2 + \left(\frac{vw}{vwa}\right)^2 < 1.2$$

⑤ 전단연결재의 안전도 검사

$Qv = 3/5 \cdot fck_1 \cdot A_1$

$= 3/5 \times 45 \times 5{,}700 = 153900.00$ N $> Qa = 128250.00$ N ☞ O.K!

(2) 상부 플랜지에 설치되는 전단연결재

① 수평전단력 (도로교설계기준 P147)

$Sv = V \times Q / Iv$

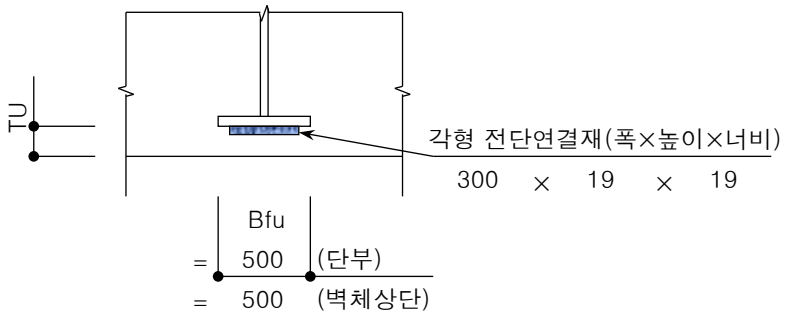
- Sv : 수평전단력
- V : 수직전단력(활하중 포함)
- Q : 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트
- Iv : 합성단면의 단면2차모멘트

$Q = Ain / nsl \times dvc$

- dvc : 합성단면 도심에서 고려하는 콘크리트 도심까지 거리
- Ain : 고려하는 콘크리트 단면적

단면 TYPE	Ain/nsl (mm²)	dvc (mm)	Q (mm²)	Iv (mm⁴)	V (kN)	Sv (N/mm)	Ll (mm)	v (MPa)
단부	54602	748	40868061	151210775421	515.19	139.24	1040	0.13
벽체상단	102379	548	56134869	92608323592	472.04	286.13	1040	0.28

② 전단연결재 제원 및 배치



A_1 (㎟)	A (㎟)	Ra	fba (MPa/EA)	Qa (N/EA)	Sv' (N/mm)	Req'N (EA/m)	배치간격 (mm/EA)	배치개수 (EA/m)	비고
5,700	80,000	5.00	22.50	128250.00	46.41	0.36	300	3.33	O.K!
5,700	150,000	5.00	22.50	128250.00	95.38	0.74	300	3.33	O.K!

여기서, A_1 : 전단연결재의 앞면적 (= 300 × 19 = 5,700 mm²)

A : 전단연결재가 부담하는 콘크리트 면적(=TL·Bfu)

Ra = $A / A_1 < 5$

fba : 콘크리트의 허용지압응력(=(0.25 + 0.05·Ra)·fck)

fck_1 : 설계기준강도 (= 45.00 MPa)

Qa : 전단연결재의 허용전단력(=fba·A_1)

Sv' : 부착응력을 고려한 수평전단력

a) voa ≥ v 이면 작용전단력의 1/3이상 전단연결재가 부담하도록 설계⇒(Sv' = Sv/3)
b) voa < v 이면 전단력 모두 전단연결재가 부담하도록 설계 ⇒(Sv' = Sv)
여기서, voa(부착응력) = 0.13·√(fck₁) = 0.87 MPa

Req'N : 전단연결재 소요개수(=Sv'/Qa·(1000))

③ 전단연결재의 간격검토

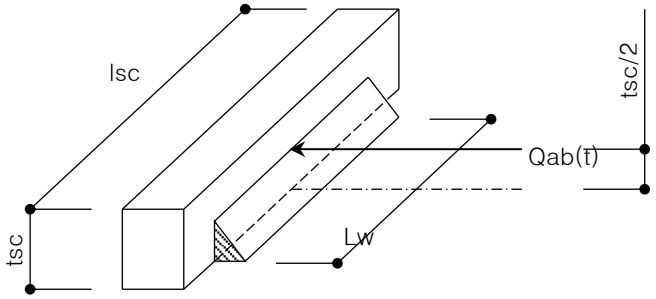
- 최대간격
  s_max = Min (3·Tc , 600 mm)
  = Min (480 mm, 600 mm) = 480 mm ≥ 300 mm ☞O.K!

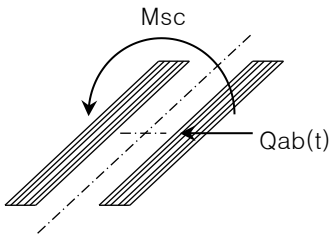
- 최소간격
  s_min = 3.5 × h = 3.5 × 19 = 66.5 mm ≤ 300 mm ☞O.K!

④ 전단연결재의 용접



* 각형 : lsc×tsc×bsc = 300 × 19 × 19





- 용접제원(1면당)
  용접길이 : Lw = 250 mm
  용접각장 : sw = 8 mm
  목두께 : aw = sw·cos(45°) = 8 × 0.707 = 5.7 mm
  용접면적 : Aw = Lw·aw = 1425 mm²

- 용접부의 허용응력 (SM 520 사용)
  허용휨응력 : fwa = 215 × 1.7 = 365.50 MPa
  허용전단응력 : vwa = 125 × 1.7 = 212.50 MPa
  ※ 블록 또는 ㄷ형강과 반원형철근, 전단연결재와 주형의 플랜지와의 필렛용접부의 허용응력을 70% 증가

- 응력 검토

휨응력 검토				전단응력 검토			조합응력 검토		
Msc (N·mm)	fw (MPa)	fwa (MPa)	비 고	vw (MPa)	vwa (MPa)	비 고	f –	제한치 –	비 고
1218375.00	41.86	365.50	O.K!	45.00	212.50	O.K!	0.06	1.20	O.K!
1218375.00	41.86	365.50	O.K!	45.00	212.50	O.K!	0.06	1.20	O.K!

여기서, Msc : 용접부에 작용하는 휨모멘트(=Qa·tsc/2)
Iw : 용접부의 단면2차모멘트
= 2·[Lw·aw³/ 12 + Aw·{(bsc + aw)/2}² = 442,406 mm⁴

Yw : 도심으로부터 연단까지 거리

= bsc/2 + aw = 15.2 mm

fw : 용접부에 발생하는 휨응력(=Msc·Yw / Iw)

vw : 용접부에 작용하는 전단응력(=Qa / (2·Aw))

f : 조합응력 검토

$$= \left(\frac{fw}{fwa}\right)^2 + \left(\frac{vw}{vwa}\right)^2 < 1.2$$

⑤ 전단연결재의 안전도 검사

$Qv = 3/5 \cdot fck_1 \cdot A_1$

= 3/5 × 45 × 5,700 = 153900.00 N > Qa = 128250.00 N ☞ O.K!

14.7.2 전단응력 검토

[철도교설계기준(노반편), P9-47]

Vmax = 1208.8 kN (교대부) (STEP 1)

$$\tau = V / Aw = \frac{1208.8 \times 1000}{940.0 \times 15.0} = 85.7 \text{ MPa} < \tau a = 120.00 \text{ MPa}$$ ☞ O.K

14.7.3 GIRDER 접합면 용접 계산 (fy = 355.00 MPa)

* 프리플렉션 하중 재하시 (STEP1)에서 강재에 최대응력이 발생함.

최대응력 fsu = −255.60 MPa

fsl = 255.60 MPa

* UPPER FLANGE AREA : 400 × 20.0 = 8000.0 mm²

LOWER FLANGE AREA : 400 × 20.0 = 8000.0 mm²

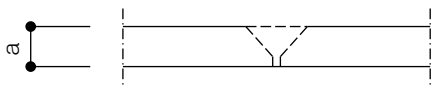
P_U = 8000.0 × −255.6 = −2044800.0 N

P_L = 8000.0 × 255.6 = 2044800.0 N

1) UPPER FLANGE

a = 20.0 mm (목두께)

l = 400.0 mm



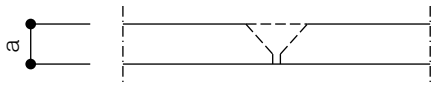
용접부에 작용하는 압축응력

$$f = \frac{P}{a \times l} = \frac{2044800.0}{20.0 \times 400.0} = 255.6 \text{ MPa} < fsa$$ ☞ O.K

(fsa = 0.9 fy = 319.5 MPa)

2) LOWER FLANGE

a = 20.0 mm (목두께)
l = 400.0 mm



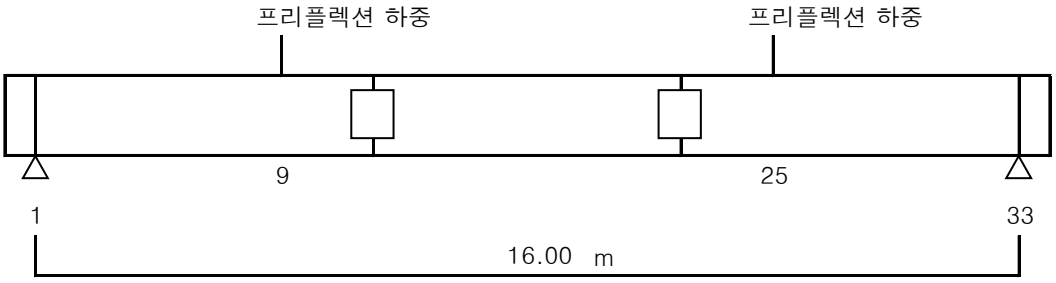
용접부에 작용하는 인장응력

$$f = \frac{P}{a \times l} = \frac{2044800.0}{20.0 \times 400.0} = 255.6 \text{ MPa} < fsa \text{ ☞ O.K}$$

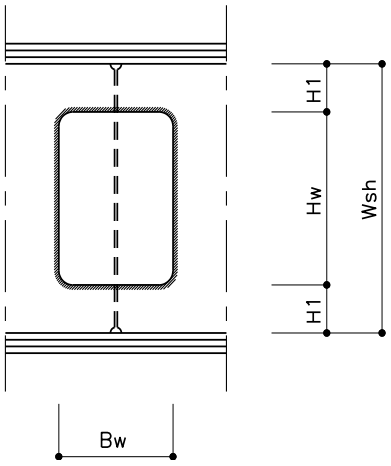
(fsa = 0.8 fy = 284.0 MPa)

3) WEB 접합

* WEB 접합강재의 위치 (프리플렉션하중에 의한 전단력발생구간과 BEAM의 중앙부를 피해서 배치한다)



* WEB 접합강재의 검토



접합강재		배 치	
Bw	400	H1	120
t	15	H2	120
Hw	700	WSH	940

<단위 : mm>

* Shear Force :

① 프리플렉션 하중재하시
V = 0.00 kN

② 완성후 (최대하중에 의한 전단력)
V_8 = 986.5 kN
(SECTION 10 → 안전측으로 SECTION 8)

V_{25} = 986.5 kN
(SECTION 22 → 안전측으로 SECTION 25)

③ 설계하중
MAX V = 986.5 kN

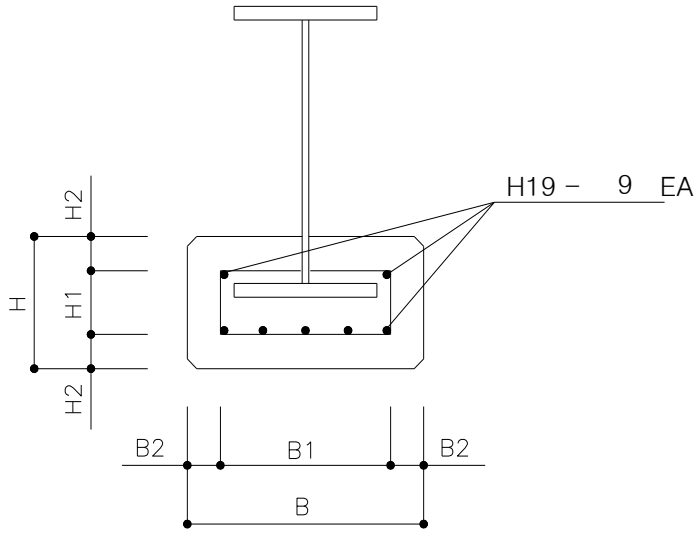
* $\tau = \frac{986.5 \times 1000}{7.0 \times 0.707 \times (400 + 700) \times 2EA}$

= 90.6 MPa < τsa ☞ O.K

(τsa = = 120.0 MPa
☞ O.K

14.7.4 하부케이싱 콘크리트의 철근 계산

* 철근 SD - 40 사용 (fy = 400 MPa)
* 최종단계 (활하중 재하시)의 응력이 거의 압축이므로 시방서에서 규정한 최소 철근량만 배근한다.



fck= 45 MPa

<단위 : mm>

H	300.0	B	700.0
H1	160.0	B1	4 @ 140.0 = 560.0
H2	70.0	B2	70.0

* 사용철근 면적 : H 19 - 9 EA (As = 286.500 × 9 = 2578.5 mm²)

* 철근비 : $\rho = As / bd = \frac{2578.5}{700.0 \times 230.0} = 0.0160$

$$\rho min = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\rho max = 0.75Pb = 0.75 \times 0.85\beta_1 \times \frac{fck}{fy} \times \frac{600}{600 + fy}$$

$$= 0.75 \times 0.85 \times 0.729 \times \frac{45}{400} \times \frac{600}{600 + 400}$$

$$= 0.0314$$

$\rho min < \rho < \rho max$ ---> O.K

14.7.5 피로응력 검토

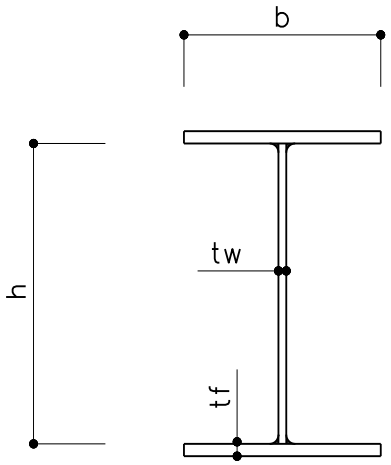
[철도교설계기준(노반편), P9-31~32]

* 하중의 반복 횟수 : 200 만회 이상

* 응력범주의 적용 : 붕괴유발부재

검 토 부 재	응 력 범 주	허용 피로 응력
상-하부 플랜지 이음부	B	fsr = 112 MPa
플랜지, 복부이음 및 플랜지 접판 이음부	F	τsr = 42 MPa

1) 플랜지,복부판의 필렛 이음부



$$* \quad \tau_{(l+i)} = \frac{V}{Iv} \times \left(\frac{h^2}{8} + \frac{b \times h}{2} \times \frac{t_f}{t_w} \right)$$

$$= \frac{458.76 \times 1000.00}{37037897154.4} \times \left(\frac{940.0^{\,2}}{8} + \frac{500.0 \times 940.0}{2} \times \frac{20.0}{15.0} \right)$$

= 5.25 MPa < τsr = 42 MPa ☞ O.K

V = 활하중에의한 최대전단력 × 유효폭

= 187.3 × 2.45

= 458.76 kN (활하중에 의한 최대 전단력)

(mm)

b	500.0	t_f	20.0
h	940.0	t_w	15.0

2) 상-하부 플랜지 맞대기 이음부

활하중에 의해 발생되는 응력이 피로를 유발하며 이 응력의 범위가 피로 응력범위이내 이어야 한다.

$f_{(l+i)max}$ = 활하중에의한 최대모멘트 × 유효폭 × Ysl2 / Iv2

= 515.02 × 1.0E+06 × 2.45 × 703.1 / 37037897154

= 23.95 MPa < fsr= 112 MPa ☞ O.K

11 . 8 GIRDER 이음계산

◆ 단면특성

*** 정모멘트 구간 단면치수(단위:mm)**

① 콘크리트 단면 [형고(GH) = 1300.00 mm]

상부 슬래브	┌ GW	:	2450.00	복부	┌ TWC	:	300.00
	└ TCSU	:	280.00		└ WCH	:	570.00
헌치	┌ HSIZE_V	:	150.00	하부 케이싱	┌ BCSL	:	700.00
	└ HSIZE_H	:	300.00		└ TCSL	:	300.00

② 강형

상부 플랜지	┌ BFU(1)	:	500.00	하부 플랜지	┌ BFL(1)	:	500.00
	| BFU(2)	:	0.00		| BFL(2)	:	0.00
	| TFU(1)	:	20.00		| TFL(1)	:	20.00
	└ TFU(2)	:	0.00		└ TFL(2)	:	0.00
복부	┌ TW	:	15.00	덮개	┌ TU	:	140.00
	└ WSH	:	940.0		└ TL	:	140.00

◆ 이음부의 부재력및 단면특성의조합

부재	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	단면2차모멘트 (mm^4)	ysu (mm)	ysl (mm)	단면	하중
8	141.32	270.24	5646896667	-490.00	490.00	강형	합성전 고정하중
8	3095.92	1088.76	67339906574	-490.00	490.00	강형+구체콘크리트	합성후 사용하중
12	141.32	270.24	5646896667	-490.00	490.00	강형	합성전 고정하중
12	3095.92	1088.76	67339906574	-490.00	490.00	강형+구체콘크리트	합성후 사용하중
max1	141.32	270.24	5646896667	-490.00	490.00	강형	합성전 고정하중
max2	3095.92	1088.76	67339906574	-490.00	490.00	강형+구체콘크리트	합성후 사용하중

ysu : 중립축에서 강재 상단까지 거리 (mm)

ysl : 중립축에서 강재 하단까지 거리 (mm)

1) 플랜지에 작용하는 응력

◆ 합성전

$$fu = \frac{M}{I} y = \frac{(\ 141.32\ ) \times 1E6}{5646896666.67} \times -490.0 = -12.26 \text{ MPa}$$

$$f_L = \frac{M}{I} y = \frac{(\ 141.32\ ) \times 1E6}{5646896666.67} \times 490.0 = 12.26 \text{ MPa}$$

◆ 합성후

$$fu = \frac{M}{I} y = -12.26 + \frac{(\ 3095.92\ ) \times 1E6}{67339906573.54} \times -490.0 = -34.79 \text{ MPa}$$

$$f_L = \frac{M}{I} y = 12.26 + \frac{(\ 3095.92\ ) \times 1E6}{67339906573.54} \times 490.0 = 34.79 \text{ MPa}$$

2) 상부 플랜지 연결

◆ 사용 이음판의 허용응력 (SM 520) : 상하부플랜지의 허용응력과 동일

허용인장응력 : fsa = 215 MPa
허용전단응력 : τa = 120 MPa

◆ 사용 볼트의 허용전단력

볼트등급 / 나사호칭	F8T	F10T	단위
M20	31	39	kN
M22	39	48	kN
M24	45	56	kN

☞ M22,F10T 사용
ρa = 48 × 2 = 96 kN/EA (2 면 전단)

◆ 볼트 갯수의 설계

- 설계 단면력의 산정

작용응력 : 34.79 MPa
전강의 75% : 0.75 × 215 = 161.25 MPa > 작용응력
☞ 설계응력 : 전강의 75% < 허용응력 ☞ O.K

모재의 단면적 : 500 × (20 + 0) = 10000 mm² (As)

$$\text{Req'n} = \frac{As \times \text{전강의 75\%}}{\rho a} = \frac{10000.00 \times 161.3}{96000} = 16.80 \rightarrow 17 \text{ EA}$$

☞ USE N = 교축직각방향 개수 : 4 EA × 교축방향 갯수 : 6 EA = 24 EA ☞ O.K

- 이음판 설계및 검토 [철도교설계기준(노반편), P9-85]

* 사용 이음판의 두께 : 상부플랜지 상면 : 20 mm
상부플랜지 하면 : 20 mm

* 이음판의 단면적 : 1 - P.L : 500 × 20 = 10000 mm²
2 - P.L : 210 × 20 × 2 = 8400 mm²
ΣA = 18400 mm²

* 이음판의 순단면적 (Anet)

Anet = 18400.00 - 25 × (20 + 20) × 4 EA = 14400 mm²

- 필요한 순단면적 Areq'd = $\frac{161.3 \times 10000}{215}$ = 7500 mm² < Anet ☞ O.K

* 모재 검토

- 모재의 단면적(As) : 500 × (20 + 0) = 10000 mm²

- 모재의 순단면적 (Anet)
Anet = 10000 - 25 × (20 + 0) × 4 EA = 8000 mm²

- 필요한 순단면적 Areq'd = $\frac{161.3 \times 10000}{215}$ = 7500 mm² ≤ Anet ☞ O.K

* 볼트의 배치 [철도교설계기준(노반편), P9-87]

- 볼트의 최소 중심간격

볼트의 호칭	최소중심간격	단위
M24	85	mm
M22	75	mm
M20	65	mm

M22 사용

- 볼트의 최대 중심간격

볼트의 호칭	최대중심간격			단위
	p		g	
M24	170	12t 지그재그인경우:15t-(3/8)g 단,12t 이하	24t 단, 300이하	mm
M22	150			mm
M20	130			mm

M22 사용

t : 외측의 판 또는 형강의 두께(mm)
p : 볼트의 응력방향의 간격(pitch)(mm)
g : 볼트의 응력에 직각방향의 간격(gauge)(mm)

p = MIN { 150 , 15 × (20 + 20 + 20 + 0) − 3/8 × 75
= 871.9 }

☞ USE p = 150.00 mm

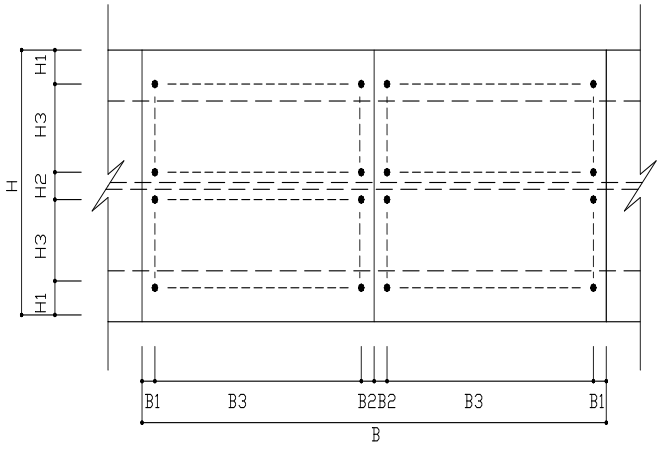
g = MIN { 300 , 24 × (20 + 20 + 20 + 0) = 1440 }

☞ USE g = 300 mm

- 볼트구멍의 중심에서 판의연단까지의 최소거리 [철도교설계기준(노반편), P9-89]

볼트의 호칭	최소연단거리		단위
	전단연,수동개스절단연	압연연,다듬질연,자동개스 절단연	
M24	42	37	mm
M22	37	32	mm
M20	32	28	mm

M22 사용



(mm)

B1	50	H1	60
B2	50	H2	230
B3	5 @ 75 = 375	H3	1 @ 75 = 75
B	950	H	500

* 볼트 총갯수 :

4 × 6 × 2 EA = 48 EA

☞ O.K

3) 하부 플랜지 연결

◆ 사용 이음판의 허용응력 (SM 520) : 상하부플랜지의 허용응력과 동일

허용인장응력 : fsa = 215 MPa
허용전단응력 : τa = 120 MPa

◆ 사용 볼트의 허용전단력

볼트등급 / 나사호칭	F8T	F10T	단위
M20	31	39	kN
M22	39	48	kN
M24	45	45	kN

☞ M22,F10T 사용

ρa = 48 × 2 = 96 kN/EA (2 면 전단)

◆ 볼트 갯수의 설계

- 설계 단면력의 산정

작용응력 : 34.79 MPa
전강의 75% : 0.75 × 215 = 161.25 MPa > 작용응력
☞ 설계응력 : 전강의 75% < 허용응력 ☞ O.K

- 모재의 단면적 : 500 × (20 + 0) = 10000 mm² (As)

$$\text{Req'n} = \frac{\text{As} \times \text{전강의 75\%}}{\rho a} = \frac{10000 \times 161.3}{96000} = 16.80 \rightarrow 17 \text{ EA}$$

☞ USE N = 교축직각방향 개수 : 4 EA × 교축방향 갯수 : 6 EA = 24 EA ☞ O.K

- 이음판 설계및 검토 [철도교설계기준(노반편), P9-85]

* 사용 이음판의 두께 : 상부플랜지 상면 : 20 mm
상부플랜지 하면 : 20 mm

* 이음판의 단면적 : 1 - P.L : 500 × 20 = 10000 mm²
2 - P.L : 210 × 20 × 2 = 8400 mm²
ΣA = 18400 mm²

- 필요한 단면적 $\text{Areq'd} = \frac{161.3 \times 10000}{215} = 7500$ mm² < ΣA ☞ O.K

* 모재 검토

- 모재의 단면적(As) : 500 × (20 + 0) = 10000 mm²
- 필요한 단면적 $\text{Areq'd} = \frac{161.3 \times 10000}{215} = 7500$ mm² ≤ As ☞ O.K

* 볼트의 배치 [철도교설계기준(노반편), P9-87]

- 볼트의 최소 중심간격

볼트의 호칭	최소중심간격	단위
M24	85	mm
M22	75	mm
M20	65	mm

M22 사용

- 볼트의 최대 중심간격

볼트의 호칭	최대중심간격			단위
	p		g	
M24	170	12t 지그재그인경우:15t-(3/8)g 단,12t 이하	24t 단, 300이하	mm
M22	150			mm
M20	130			mm

M22 사용

t : 외측의 판 또는 형강의 두께(mm)

p : 볼트의 응력방향의 간격(pitch)(mm)

g : 볼트의 응력에 직각방향의 간격(gauge)(mm)

p = MIN { 150 , 12 × (20 + 20 + 20 + 0) − 3/8 × 75
= 691.9 }

☞ USE p = 150.00 mm

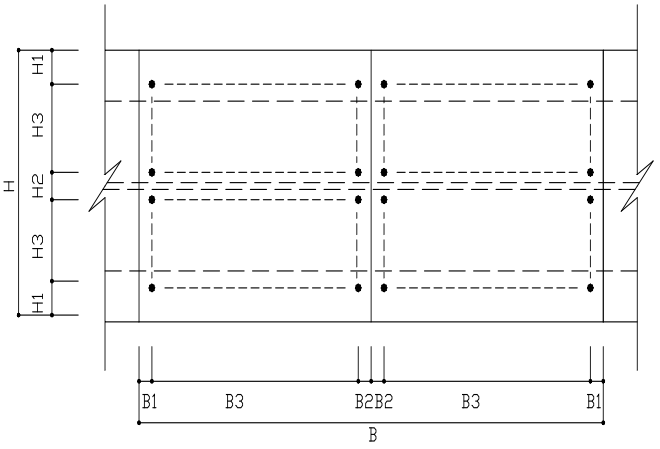
g = MIN { 300 , 24 × (20 + 20 + 20 + 0) = 1440.0 }

☞ USE g = 300 mm

- 볼트구멍의 중심에서 판의연단까지의 최소거리 [철도교설계기준(노반편), P9-89]

볼트의 호칭	최소연단거리		단위
	전단연,수동개스절단연	압연연,다듬질연,자동개스 절단연	
M24	42	37	mm
M22	37	32	mm
M20	32	28	mm

M22 사용



(mm)

B1	50	H1	60
B2	50	H2	230
B3	5 @ 75 = 375	H3	1 @ 75 = 75
B	950	H	500

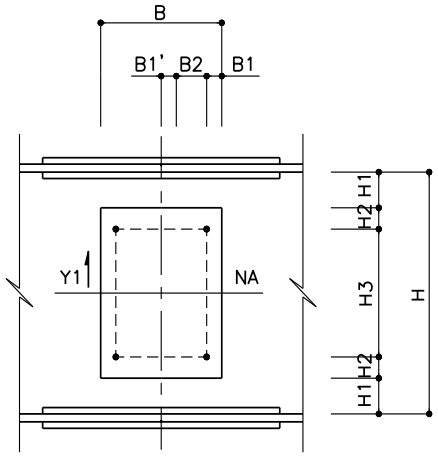
* 볼트 총갯수 :

4 × 6 × 2 EA = 48 EA

☞ O.K

4) WEB볼트 연결

(1) WEB볼트의 가정



(mm)

B 1	50	H 1	120
B 1'	50	H 2	50
B 2	2 @ 75 = 150	H 3	8 @ 75 = 600
B	500	H	940

* 교축방향 BOLT 열수 = 3 열
* 열당 BOLT 갯수 = 9 EA

* 사용 BOLT 개수 = 3 × 9 = 27 EA

* 복부판 중심 (N.A)으로 부터 BOLT까지의 거리 yi(mm)

y1 =	75.0 mm	y9 =	0.0 mm
y2 =	150.0 mm	y10 =	0.0 mm
y3 =	225.0 mm	y11 =	0.0 mm
y4 =	300.0 mm	y12 =	0.0 mm
y5 =	0.0 mm	y13 =	0.0 mm
y6 =	0.0 mm	y14 =	0.0 mm
y7 =	0.0 mm	y15 =	0.0 mm
y8 =	0.0 mm	y16 =	0.0 mm

▶ ymax = 300.00 mm

(2) WEB볼트의 검토

[철도교설계기준(노반편), P9-82~85]

$f(Yi')^2$ = fyi^2 × 교축방향 BOLT열수 × 2 SIDE

= (75 ² + 150 ² + 225 ² + 300 ² + 0 ² + 0 ² + 0 ² + 0 ² + 0 ² + 0 ² + 0 ² + 0 ² + 0 ²) × 3 열 × 2 SIDE

= 1012500.0 mm²

* 합성전 BOLT 력 산정

$$dv = \frac{Hw}{2} - (Ysu - t1 - t2) = \frac{-940}{2} - (-490 + 20 + 0) = 0 \text{ mm}$$

$$Iweb = \frac{tw \times Hw^3}{12} + Aw \times dv^2$$

$$= \frac{15 \times (940)^3}{12} + 15 \times 940 \times (0)^2 = 1038230000 \text{ mm}^4$$

$$M_W = M \times \frac{I_{WEB}}{I} = 141.3 \times \frac{1038230000}{5646896667} = 26.0 \text{ kN.m}$$

$f(Yi)^2$ = $f(Yi')^2$ + N × dv^2

= 1012500.0 + 27 × (0)² = 1012500 mm²

$$\rho mu1 = \frac{M_W}{f(Yi)^2} \times (ymax + dv) = \frac{26.0 \times 1.E+06}{1012500.0} \times (300.0 + 0) = 7.7 \text{ kN/EA}$$

$$\rho ml = \frac{M_W}{f(Yi)^2} \times (ymax - dv) = \frac{26.0 \times 1.E+06}{1012500.0} \times (300.0 - 0) = 7.7 \text{ kN/EA}$$

$$\rho s = \frac{V}{N} = \frac{270.2}{27} = 10.0 \text{ kN/EA}$$

$\rho mu1$ = 7.7 kN/EA
$\rho ml1$ = 7.7 kN/EA

$\rho mu1 \leq \rho ml1$ ☞ $\rho m1 = \rho ml1$ = 7.7 kN/EA

* 조합하중에 의한 BOLT력 산정

$$\rho = \sqrt{\rho m^2 + \rho s^2} = \sqrt{(7.7)^2 + (10.0)^2}$$
= 12.6 kN/EA < ρa = 96 kN/EA ☞ O.K

* 합성후 BOLT 력 산정

$$ds = \frac{Hw}{2} - (Ysu - t1 - t2) = \frac{-940}{2} - (-490 + 20 + 0) = 0.0 \text{ mm}$$

$$Iweb = \frac{tw \times Hw^3}{12} + Aw \times dv^2 + \frac{tcw \times Hcw^3}{12} \times \frac{1}{n} + Acw \times dv^2 \times \frac{1}{n}$$

$$= \frac{15 \times (940)^3}{12} + 15 \times 940 \times (0.0)^2 + \frac{0 \times (720)^3}{12} \times \frac{1}{7.2}$$

$$+ 0 \times 720 \times (0.0)^2 \times \frac{1}{7.2} = 1038230000 \text{ mm}^4$$

$$M_W = M \times \frac{I_{WEB}}{I} = 3095.9 \times \frac{1038230000}{67339906574} = 47.7 \text{ kN.m}$$

$$f(Yi)^2 = f(Yi')^2 + N \times ds^2$$
= 1012500 + 27 × (0.0)² = 1012500 mm²

$$\rho mu = \frac{M_W}{f(Yi)^2} \times (ymax + dv) = \frac{47.7 \times 1.E+06}{1012500.0} \times (300.0 + 0.0) = 14.1 \text{ kN/EA}$$

$$\rho ml = \frac{M_W}{f(Yi)^2} \times (ymax - dv) = \frac{47.7 \times 1.E+06}{1012500.0} \times (300.0 - 0.0) = 14.1 \text{ kN/EA}$$

$$\rho s = \frac{V}{N} = \frac{1088.8}{27} = 40.3 \text{ kN/EA}$$

$\rho mu2$ = 7.7 + 14.1 = 21.8 kN/EA
$\rho ml2$ = 7.7 + 14.1 = 21.8 kN/EA

ρmu ≤ ρml ☞ ρm = ρml = 21.8 kN/EA

ρs = ρs1 + ρs2 = 10.0 + 40.3 = 50.3 kN/EA

* 조합하중에 의한 BOLT력 산정

ρ = √ρm² + ρs² = √ (21.8) ² + (50.3) ²
= 54.9 kN/EA < ρa = 96 kN/EA ☞ O.K

(3) 이음판의 검토

* 이음판의두께 : 15 mm

* 이음판의 단면2차모멘트

$$I = \left(\frac{15 \times 700^{3}}{12} + 10500 \times 20^{2} \right) \times 2 = 865900000 \ mm^4$$

* 이음판 검토 (합성전)

$$Mw1 = 141.3 \times \frac{865900000}{5646896667} = 21.67 \ kN.m$$

$$f1 = \frac{M}{I} y = \frac{21.67}{865900000} \times 370.00 = 9.26 \ MPa < fa = 215.00$$ ☞ O.K

* 이음판 검토 (합성후)

$$Mw2 = 3095.9 \times \frac{865900000}{67339906574} = 39.81 \ kN.m$$

$$f2 = \frac{M}{I} y = \frac{39.81}{865900000} \times 370.00 = 17.01 \ MPa$$

f1 + f2 = 9.26 + 17.01 = 26.27 < fa = 215.00 ☞ O.K

f : 이음판의 연단에 생기는 응력(MPa)
M : 이음판에 작용하는 휨모멘트(kN.m)
I : 부재의 중립축에 관한 이음판의 총 단면의 단면2차모멘트(mm4)
y : 부재의 중립축 으로부터 이음판의 연단까지의 거리(mm)

12 . 합성거더 단면검토(내측)

12 . 1 재료특성 및 단면특성

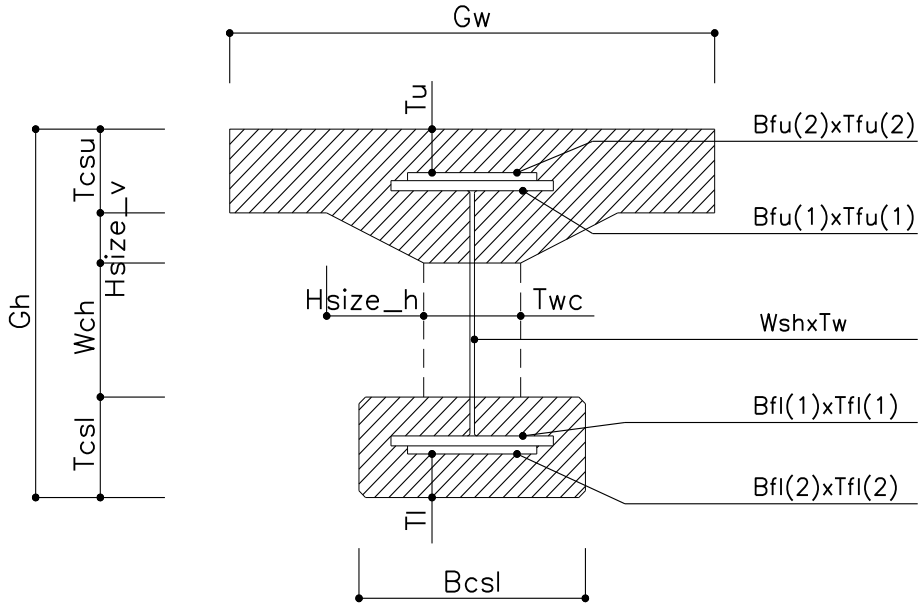
1) 재료특성

강재의 탄성계수	:	Es	=	205000.00	MPa
강재의 항복강도	:	fsy	=	355.00	MPa
강재의 단위질량	:	Ws	=	77.00	kN/㎥
하부 플랜지 콘크리트의 설계기준강도	:	fck	=	45.00	MPa
바닥판 콘크리트의 설계기준강도	:	fck'	=	30.00	MPa
복부 콘크리트의 설계기준강도	:	fck'	=	30.00	MPa
철근콘크리트 단위질량	:	Wc	=	24.50	kN/㎥
콘크리트의 초기 크리프 계수	:	ϕi	=	0.50	
콘크리트의 최종 크리프 계수	:	ϕc	=	2.00	
콘크리트의 초기 건조수축률	:	εi	=	0.0000075	
콘크리트의 최종 건조수축률	:	εc	=	0.00018	

2) 단면특성

교 폭 (B)	:	1.450 + 4 @ 2.000 + 1.450	=	10.900	m
거더길이 (L)	:	합성거더길이	=	18.000	m
계산지간 (L')	:		=	16.000	m
빔 설계	:	등단면 사용		삼각헌치 사용	

- 단면치수(단위:mm)



(1) 콘크리트 단면 [형고(GH) = 1300 mm]

상부 슬래브	┌ GW	:	2000.00	복부	┌ TWC	:	300.00
	└ TCSU	:	280.00		└ WCH	:	570.00
헌치	┌ HSIZE_V	:	150.00	하부 케이싱	┌ BCSL	:	700.00
	└ HSIZE_H	:	300.00		└ TCSL	:	300.00

(2) 강형 단면

상부 플랜지	┌ BFU(1)	:	500.00	하부 플랜지	┌ BFL(1)	:	500.00
	| BFU(2)	:	400.00		| BFL(2)	:	400.00
	| TFU(1)	:	20.00		| TFL(1)	:	20.00
	└ TFU(2)	:	20.00		└ TFL(2)	:	20.00
복부	┌ TW	:	15.00	덮개	┌ TU	:	140.00
	└ WSH	:	940.00		└ TL	:	140.00

*** 바닥판 유효폭**

(1) 켄틸레버 구간

$$b1 = a' - \frac{TWC}{2} - HSIZE_V = 1450.0 - \frac{300.00}{2} - 150.00 = 1150.00 \text{ mm}$$

$$\ell = 1.00 \times L = 1.00 \times 16000.0 = 16000.00 \text{ mm}$$

$$b1/\ell = 0.0719 \quad ☞ \quad 0.05 < b1/\ell < 0.3$$

$$be1 = (1.1 - 2 \times (b1 / \ell)) \times b1 = 1099.69 \text{ mm}$$

(2) 내측경간 구간

$$b2 = \frac{a - TWC - 2 \times HSIZE_V}{2} = \frac{2000.0 - 300.00 - 2 \times 150.00}{2} = 700.00 \text{ mm}$$

$$\ell = 1.00 \times L = 1.00 \times 16000.0 = 16000.00 \text{ mm}$$

$$b2/\ell = 0.0438 \quad ☞ \quad b2/\ell \leq 0.05$$

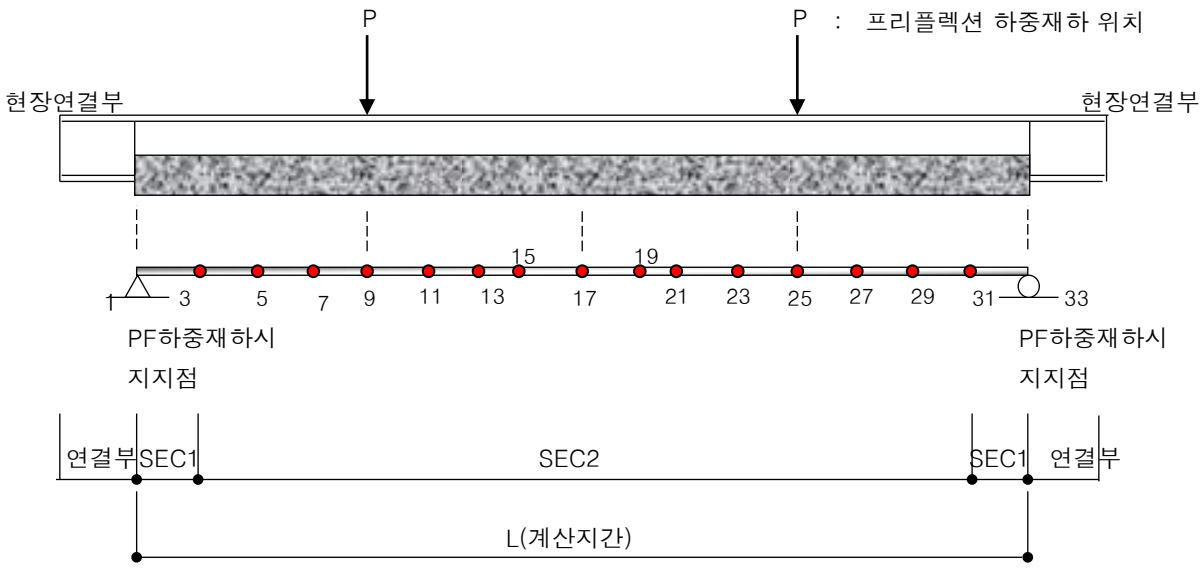
$$be2 = b2 = 700.00 \text{ mm}$$

∴ 내측거더 유효폭

$$GW = be2 + be2 + TWC + 2 \times HSIZE_V$$

$$= 700.00 + 700.00 + 300.00 + 2 \times 150.00 = 2000.00 \text{ mm}$$

3) 프리플렉션 하중위치및 하중비



제1 프리플렉션 하중위치 : NPOI1 = 9
제2 프리플렉션 하중위치 : NPOI2 = 25
프리프렉션 하중비 : RATIO_PF = 0.900

4) 합성거더의 해석단계

STEP 1 : 정모멘트 거더의 프리플렉션 하중 도입

STEP 2 : 정모멘트 거더의 프리플렉션 하중 릴리즈

STEP 3 : 정모멘트 거더의 강재 및 하부케이싱 콘크리트의 자중

STEP 4 : 정모멘트 거더의 하부 케이싱 콘크리트의 초기 크리프

STEP 5 : 정모멘트 거더의 하부 케이싱 콘크리트의 초기 건조수축

STEP 6 : 합성전 하중

STEP 7 : 합성후 하중

STEP 8 : 하부 케이싱 콘크리트의 최종 크리프

STEP 9 : 바닥판 콘크리트의 초기 크리프

STEP 10 : 하부 케이싱 콘크리트의 최종 건조수축

STEP 11 : 바닥판 콘크리트의 최종 건조수축

5) 각 부재의 허용응력 및 물리상수

구 분 / 부 재	허용응력의 종류	하 중 상 태	적 요	수 치
하부 케이싱 콘 크 리 트	인장	RELEASE 직후	0.50 √fci	3.18 MPa
		설 계 하 중	0.50 √fck	3.35 MPa
		균열발생 하중	0.63 √fck	4.23 MPa
	압축	RELEASE 직후	0.60 fci	24.30 MPa
		설 계 하 중	0.40 fck	18.00 MPa
강 형	인장	PREFLEXION 시	0.80 fsy	284.00 MPa
		설 계 하 중	판두께 40 이하	215.00 MPa
	압축	PREFLEXION 시	0.90 fsy	319.50 MPa
		설 계 하 중	판두께 40 이하	215.00 MPa
	전단	PREFLEXION 하중 및 설계하중	SM 520B	120.00 MPa
			SM 570	155.00 MPa
	지압	PREFLEXION 하중 및 설계하중	SM 520B	320.00 MPa
			SM 570	405.00 MPa
바 닥 판 콘크리트	인장	설 계 하 중	0.07 fck' ≤ 25.0 MPa	2.10 MPa
	압축	설 계 하 중	0.4 fck'	12.00 MPa
바 닥 판 철 근	인장	설 계 하 중	SD 40	160.00 MPa
	압축	설 계 하 중	SD 40	160.00 MPa

· 전단보강이 있는 부재의 최대 허용 전단력 : $\tau c = 1.10 \sqrt{fck}$

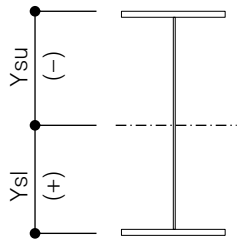
· fck = 45 : 7.4 MPa (하부케이싱 콘크리트)
· fck' = 30 : 6.0 MPa (바닥판 콘크리트)

※ 상기의 사항은 PREFLEX 합성형 표준 시방서(안) 및 철도교설계기준에 준함

12 . 2 주형의 단면특성

12 . 2. 1 단면(1)

1) 강형의 단면특성 - STEP 1



	b	h	A	y	A×y	A×y²	Io
U1.flg	500.0	20.0	10000.0	-480.0	-4800000.0	2304000000.0	333333.3
Web	15.0	940.0	14100.0	0.0	0.0	0.0	1038230000.0
L1.flg	500.0	20.0	10000.0	480.0	4800000.0	2304000000.0	333333.3
계			34100.0		0.0	4608000000.0	1038896666.7

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{0.0}{34100.0} =$ 0.0 mm Hs = 980 mm (강형전체높이)

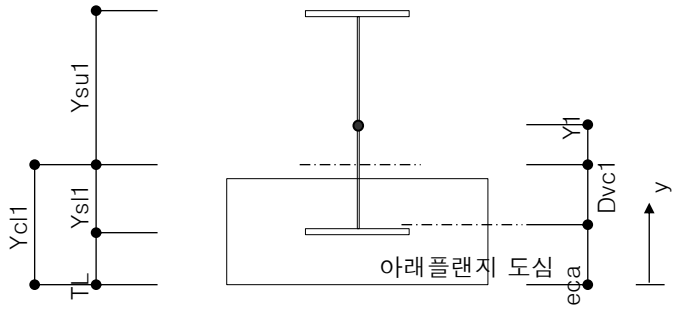
As : (강형의 단면적) = 34100.0 mm^2

Ysu = -Hs/2 - es = -490.0 mm

Ysl = Hs/2 - es = 490.0 mm

Is = $\sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times es^2$ = 5646896666.7 mm^4

2) PREFLEX 주형의 단면특성(강형 + 아래플랜지 콘크리트)



(1) 합성전 사하중 작용시 - STEP 2,3

$nca = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (0.9 \times 45.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 6.6$ TL = 160 mm

	b	h	A	y	A×y	A×y²	Io
CASING	700.0	300.0	210000.0	150.0	31500000.0	4725000000.0	1575000000.0
Web	15.0	120.0	-1800.0	240.0	-432000.0	-103680000.0	-2160000.0
L1.flg	500.0	20.0	-10000.0	170.0	-1700000.0	-289000000.0	-333333.3
계			198200.0		29368000.0	4332320000.0	1572506666.7

$$eca = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{29368000.0}{198200.0} = 148.2 \text{ mm}$$ Hs = 980 mm (강형전체높이)

Aca : (하부 케이싱 단면적) = 198200.0 mm^2

Av1 : (환산 단면적) = 64046.5 mm^2

Ica = $\sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times eca^2$ = 1553265496.1 mm^4

Y1 = $-\{As \times (Ysl + TL) + Aca \times eca/nca\} / Av1 + (Ysl + TL)$ = 234.6 mm

Ysu1 = Ysu − Y1 = −724.6 mm

Ysl1 = Hs + Ysu1 = 255.4 mm

Ycu1 = Ycl1 − TCSL = 115.4 mm

Ycl1 = Ysl1 + TL = 415.4 mm

Dvc1 = Ycl1 −eca = 267.2 mm

Iv1 = $Is + As \times Y1^2 + (Ica + Aca \times Dvc1^2) / nca$ = 9896829458.4 mm^4

(2) 합성전 사하중 작용시

$$nca = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (1 \times 45.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 6.4$$

Av1	=	64945.4 mm^2	Ysu1	=	−728.3 mm
Y1	=	238.3 mm	Ysl1	=	251.7 mm
Dvc1	=	263.5 mm	Ycu1	=	111.7 mm
Iv1	=	9967158542.6 mm^4	Ycl1	=	411.7 mm

(3) 하부플랜지 콘크리트의 초기 크리프 고려시 – STEP 4

$$ncr = n \times \left(1 + \frac{\Phi 1}{2}\right) = 6.6 \left(1 + \frac{0.50}{2}\right) \fallingdotseq 8.3$$

Avc1	=	58057.2 mm^2	Ysuc1	=	−697.1 mm
Yc1	=	207.1 mm	Yslc1	=	282.9 mm
Dvcc1	=	294.7 mm	Ycuc1	=	142.9 mm
Ivc1	=	9378219787.7 mm^4	Yclc1	=	442.9 mm

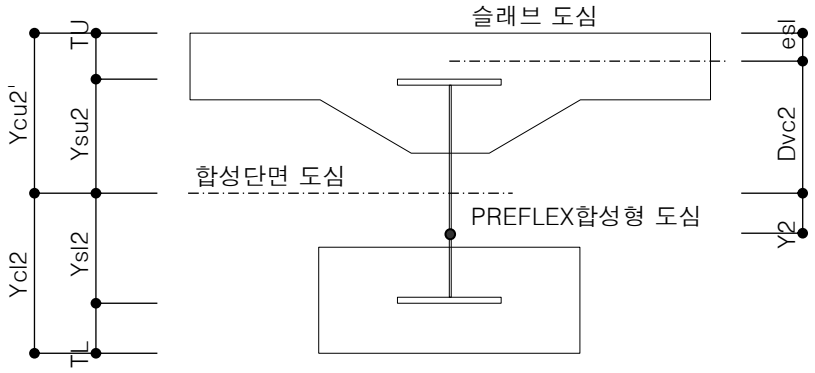
(4) 하부플랜지 콘크리트의 초기 건조수축 고려시 – STEP 5

$\Phi 2 = 2 \times \Phi 1 = 2 \times 0.50 = 1.0$

$$nsh = n \times \left(1 + \frac{\Phi 2}{2}\right) = 6.6 \left(1 + \frac{1.0}{2}\right) \fallingdotseq 9.9$$

Avs1	=	54064.3 mm^2	Ysus1	=	−675.3 mm
Ys1	=	185.3 mm	Ysls1	=	304.7 mm
Dvcs1	=	316.5 mm	Ycus1	=	164.7 mm
Ivs1	=	8974421856.3 mm^4	Ycls1	=	464.7 mm

3) PREFLEX 합성형 단면특성(PREFLEX GIRDER + DECK SLAB)



(1) 슬래브 합성후 – STEP 6

$$nsl = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (1 \times 30.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 7.2$$

TU = 160 mm
TL = 160 mm

	b	h	A	y	A×y	A×y²	Io
SLAB	2000.0	280.0	560000.0	140.0	78400000.0	10976000000.0	3658666666.7
HUNCH(1)	300.0	150.0	45000.0	330.0	14850000.0	4900500000.0	56250000.0
HUNCH(2)	300.0	150.0	45000.0	355.0	15975000.0	5671125000.0	84375000.0
U1.FLG	500.0	20.0	-10000.0	170.0	-1700000.0	-289000000.0	-333333.3
Web	15.0	250.0	-3750.0	305.0	-1143750.0	-348843750.0	-19531250.0
계			636250.0		106381250.0	20909781250.0	3779427083.3

$$esl = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{106381250.0}{636250.0} = 167.2 \text{ mm}$$

Hs = 980 mm
(강형전체높이)

Asl : (슬래브 + 헌치 단면적) = 636250.0 mm^2
Av2 : (환산 단면적) = 153569.4 mm^2

$Isl = \sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times esl^2 = 6902221533.2\ mm^4$

$Y2 = \{Av1 \times (-Ysu1 + TU) + Asl \times esl/nsl\} / Av2 - (-Ysu1 + TU) = -416.2$ mm

Ysu2 = Ysu1 – Y2 = -312.2 mm
Ysl2 = Hs + Ysu2 = 667.8 mm

Ycu2 = Ycl2 – TCSL = 527.8 mm
Ycl2 = Ysl2 + TL = 827.8 mm

Ycu2' = Ysu2 – TU = -472.2 mm
Ycl2' = Ycu2' + TCSU = -192.2 mm

Dvc2 = Ycu2' + esl = -305.0 mm

$Iv2 = Iv1 + Av1 \times Y2^2 + (Isl + Asl \times Dvc2^2) / nsl = 30419524353.1\ mm^4$

(2) 슬래브 크리프 고려시 – STEP 8

$$ncr2 = n \times \left(1 + \frac{\Phi 1}{2}\right) = 7.2 \left(1 + \frac{2.0}{2}\right) \fallingdotseq 14.4$$

Avc2	=	109257.4 mm^2	Ysuc2	=	−435.9 mm
Yc2	=	−292.5 mm	Yslc2	=	544.1 mm
Dvcc2	=	−428.7 mm	Ycuc2	=	404.1 mm
Ivc2	=	24145852452.9 mm^4	Yclc2	=	704.1 mm
			Ycuc2'	=	−595.9 mm
			Yclc2'	=	−315.9 mm

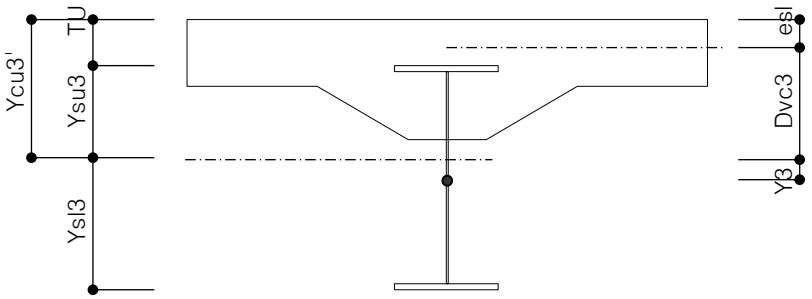
(3) 슬래브 건조수축 고려시 – STEP 10

$\Phi 2 = 2 \times \Phi 1 = 2 \times 2.0 = 4.0$

$$nsh2 = n \times \left(1 + \frac{\Phi 2}{2}\right) = 7.2 \left(1 + \frac{4.0}{2}\right) \fallingdotseq 21.5$$

Avs2	=	94486.7 mm^2	Ysus2	=	−502.9 mm
Ys2	=	−225.5 mm	Ysls2	=	477.1 mm
Dvcs2	=	−495.7 mm	Ycus2	=	337.1 mm
Ivs2	=	20847180785.2 mm^4	Ycls2	=	637.1 mm
			Ycus2'	=	−662.9 mm
			Ycls2'	=	−382.9 mm

4) 강형 + SLAB



nsl = 7.2

Av3 = As + Asl / nsl = 122723.9 mm^2

Y3 = {As×(−Ysu + TU) + Asl×esl/nsl} / Av3 − (−Ysu + TU) = −348.6 mm

Ysu3 = Ysu − Y3 = −141.4 mm

Ysl3 = Hs + Ysu3 = 838.6 mm

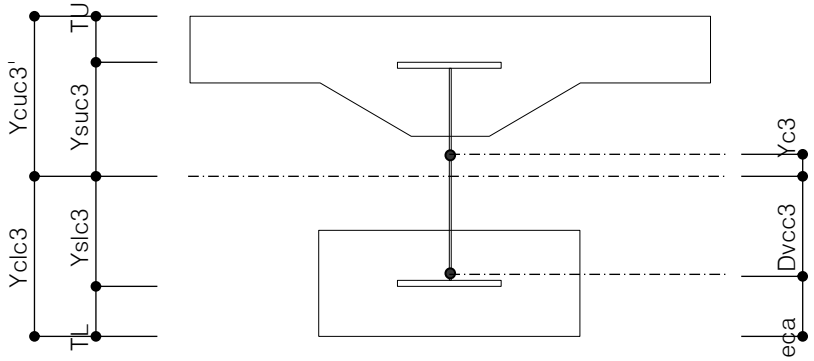
Ycu3' = Ysu3 − TU = −301.4 mm

Ycl3' = Ycu3' + TCSU = −21.4 mm

Dvc3 = Ycu3' + esl = −134.2 mm

Iv3 = Is + As×Y3^2 + (Isl + Asl×Dvc3^2) / nsl = 12348288264.8 mm^4

5) 아래 플랜지 콘크리트의 최종 크리프 고려시 – STEP 7



nca = 6.4

ncr3 = $n \times \left(1 + \frac{\Phi 1}{2}\right) = 6.4 \left(1 + \frac{2.0}{2}\right) \fallingdotseq 12.9$

Avc3 = Av3 + Aca / ncr3 = 138146.6 mm^2

Yc3 = Ycu3' + {(Av3×−Ycu3') + Aca×(H − eca)/ncr3} / Avc3 = 94.9 mm

Ysuc3 = Ysu3 − Yc3 = −236.3 mm

Yslc3 = Hs + Ysuc3 = 743.7 mm

Ycuc3 = Yclc3 − TCSL = 603.7 mm

Yclc3 = Yslc3 + TL = 903.7 mm

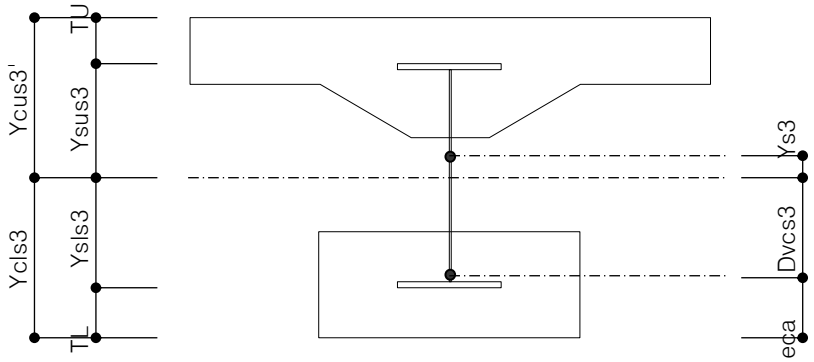
Ycuc3' = Ysuc3 − TU = −396.3 mm

Yclc3' = Ycuc3' + TCSU = −116.3 mm

Dvcc3 = Yslc3 + TL − eca = 755.5 mm

Ivc3 = Iv3 + Av3×Yc3^2 + (Ica + Aca×Dvcc3^2) / ncr3 = 22379150998.9 mm^4

6) 아래 플랜지 콘크리트의 최종 건조수축 고려시 – STEP 9



Φ2 = 2 × Φ1 = 2 × 2.0 = 4.0

nsh3 = $n \times \left(1 + \frac{\Phi 2}{2}\right) = 6.4 \left(1 + \frac{4.0}{2}\right) \fallingdotseq 19.3$

$Avs3 = Av3 + Aca / nsh3 = 133005.7\ mm^2$

$Ys3 = Ycu3' + \{(Av3 \times -Ycu3') + Aca \times (H - eca)/nsh3\} / Avs3 = 65.7\ mm$

$Ysus3 = Ysu3 - Ys3 = -207.1\ mm$

$Ysls3 = Hs + Ysus3 = 772.9\ mm$

$Ycus3 = Ycls3 - TCSL = 632.9\ mm$

$Ycls3 = Ysls3 + TL = 932.9\ mm$

$Ycus3' = Ysus3 - TU = -367.1\ mm$

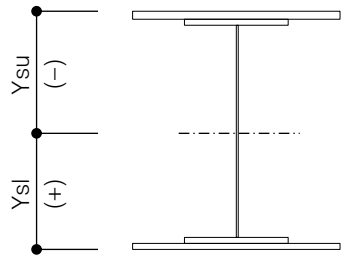
$Ycls3' = Ycus3' + TCSU = -87.1\ mm$

$Dvcs3 = Ysls3 + TL - eca = 784.7\ mm$

$Ivs3 = Iv3 + Av3 \times Ys3^2 + (Ica + Aca \times Dvcs3^2) / nsh3 = 19290889316.8\ mm^4$

12 . 2. 2 단면(2)

1) 강형의 단면특성 - STEP 1



	b	h	A	y	A×y	A×y^2	Io
U2.flg	400.0	20.0	8000.0	-500.0	-4000000.0	2000000000.0	266666.7
1-1) 단면			34100.0		0.0	4608000000.0	1038896666.7
L2.flg	400.0	20.0	8000.0	500.0	4000000.0	2000000000.0	266666.7
계			50100.0		0.0	8608000000.0	1039430000.0

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{0.0}{50100.0} =$ 0.0 mm Hs = 1020 mm (강형전체높이)

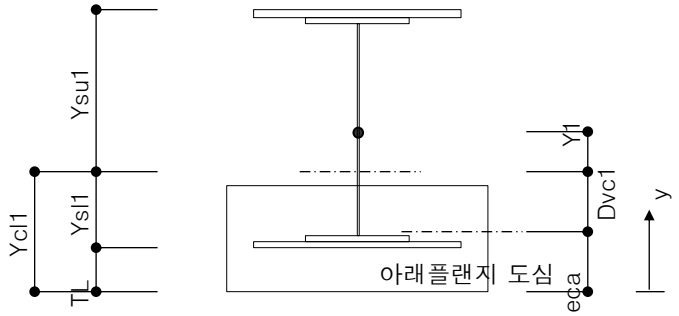
As : (강형의 단면적) = 50100.0 mm^2

Ysu = -Hs/2 - es = -510.0 mm

Ysl = Hs/2 - es = 510.0 mm

Is = $\sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times es^2$ = 9647430000.0 mm^4

2) PREFLEX 주형의 단면특성(강형 + 아래플랜지 콘크리트)



(1) 합성전 사하중 작용시 - STEP 2,3

$nca = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (0.9 \times 45.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 6.6$ TL = 140 mm

	b	h	A	y	A×y	A×y^2	Io
CASING	700.0	300.0	210000.0	150.0	31500000.0	4725000000.0	1575000000.0
Web	15.0	120.0	-1800.0	220.0	-396000.0	-87120000.0	-2160000.0
L2.flg	400.0	20.0	-8000.0	150.0	-1200000.0	-180000000.0	-266666.7
계			200200.0		29904000.0	4457880000.0	1572573333.3

$eca = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{29904000.0}{200200.0} = 149.4\ mm$ Hs = 1020 mm

(강형전체높이)

Aca : (하부 케이싱 단면적) = 200200.0 mm^2

Av1 : (환산 단면적) = 80348.7 mm^2

$Ica = \sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times eca^2$ = 1563674032.6 mm^4

$Y1 = -\{As \times (Ysl + TL) + Aca \times eca/nca\} / Av1 + (Ysl + TL)$ = 188.5 mm

Ysu1 = Ysu − Y1 = −698.5 mm

Ysl1 = Hs + Ysu1 = 321.5 mm

Ycu1 = Ycl1 − TCSL = 161.5 mm

Ycl1 = Ysl1 + TL = 461.5 mm

Dvc1 = Ycl1 −eca = 312.2 mm

$Iv1 = Is + As \times Y1^2 + (Ica + Aca \times Dvc1^2) / nca$ = 14610825974.8 mm^4

(2) 합성전 사하중 작용시

$$nca = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (1 \times 45.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 6.4$$

Av1	=	81256.7 mm^2	Ysu1	=	−702.0 mm
Y1	=	192.0 mm	Ysl1	=	318.0 mm
Dvc1	=	308.7 mm	Ycu1	=	158.0 mm
Iv1	=	14705407247.8 mm^4	Ycl1	=	458.0 mm

(3) 하부플랜지 콘크리트의 초기 크리프 고려시 – STEP 4

$$ncr = n \times (1 + \frac{\Phi 1}{2}) = 6.6 \times (1 + \frac{0.50}{2}) \fallingdotseq 8.3$$

Avc1	=	74299.0 mm^2	Ysuc1	=	−673.1 mm
Yc1	=	163.1 mm	Yslc1	=	346.9 mm
Dvcc1	=	337.6 mm	Ycuc1	=	186.9 mm
Ivc1	=	13926069727.2 mm^4	Yclc1	=	486.9 mm

(4) 하부플랜지 콘크리트의 초기 건조수축 고려시 – STEP 5

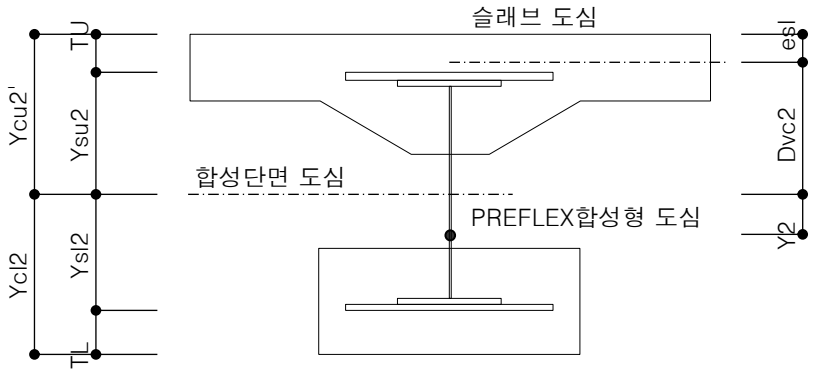
$\Phi 2 = 2 \times \Phi 1 = 2 \times 0.50 = 1.0$

$$nsh = n \times (1 + \frac{\Phi 2}{2}) = 6.6 \times (1 + \frac{1.0}{2}) \fallingdotseq 9.9$$

Avs1	=	70265.8 mm^2	Ysus1	=	−653.7 mm
Ys1	=	143.7 mm	Ysls1	=	366.3 mm
Dvcs1	=	357.0 mm	Ycus1	=	206.3 mm
Ivs1	=	13408579117.4 mm^4	Ycls1	=	506.3 mm

3) PREFLEX 합성형 단면특성(PREFLEX GIRDER + DECK SLAB)

(1) 슬래브 합성후 - STEP 6



$$nsl = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (1 \times 30.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 7.2$$

TU = 140 mm
TL = 140 mm

	b	h	A	y	A×y	A×y^2	Io
SLAB	2000.0	280.0	560000.0	140.0	78400000.0	10976000000.0	3658666666.7
HUNCH(1)	300.0	150.0	45000.0	330.0	14850000.0	4900500000.0	56250000.0
HUNCH(2)	300.0	150.0	45000.0	355.0	15975000.0	5671125000.0	84375000.0
U2.flg	400.0	20.0	−8000.0	150.0	−1200000.0	−180000000.0	−266666.7
Web	15.0	250.0	−3750.0	295.0	−1106250.0	−326343750.0	−19531250.0
계			638250.0		106918750.0	21041281250.0	3779493750.0

$$esl = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{106918750.0}{638250.0} = 167.5 \text{ mm}$$

Hs = 1020 mm (강형전체높이)

Asl : (슬래브 + 헌치 단면적) = 638250.0 mm^2
Av2 : (환산 단면적) = 170159.2 mm^2

$Isl = \sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times esl^2$ = 6909895091.6 mm4

Y2 = {Av1×(−Ysu1 + TU) + Asl×esl/nsl} / Av2 − (−Ysu1 + TU) = −352.4 mm

Ysu2	= Ysu1 − Y2	=	−349.6 mm
Ysl2	= Hs + Ysu2	=	670.4 mm
Ycu2	= Ycl2 − TCSL	=	510.4 mm
Ycl2	= Ysl2 + TL	=	810.4 mm
Ycu2'	= Ysu2 − TU	=	−489.6 mm
Ycl2'	= Ycu2' + TCSU	=	−209.6 mm
Dvc2	= Ycu2' + esl	=	−322.1 mm

$Iv2 = Iv1 + Av1 \times Y2^2 + (Isl + Asl \times Dvc2^2) / nsl = 34978897836.8\ mm^4$

(2) 슬래브 크리프 고려시 – STEP 8

$$ncr2 = n \times \left(1 + \frac{\Phi 1}{2}\right) = 7.2 \left(1 + \frac{2.0}{2}\right) \fallingdotseq 14.4$$

Avc2	=	125707.9 mm^2	Ysuc2	=	−463.5 mm
Yc2	=	−238.5 mm	Yslc2	=	556.5 mm
Dvcc2	=	−436.0 mm	Ycuc2	=	396.5 mm
Ivc2	=	28256408929.4 mm^4	Yclc2	=	696.5 mm
			Ycuc2'	=	−603.5 mm
			Yclc2'	=	−323.5 mm

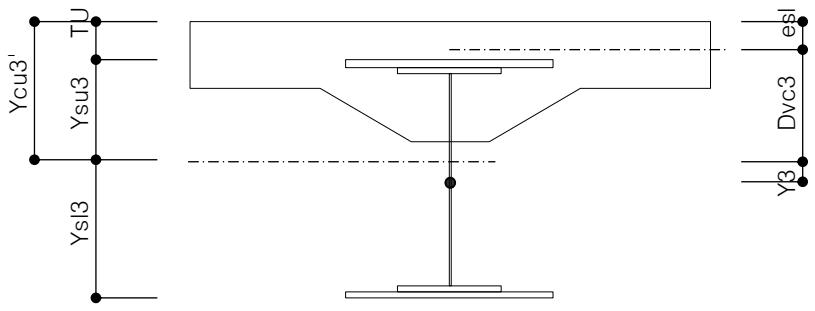
(3) 슬래브 건조수축 고려시 – STEP 10

$\Phi 2 = 2 \times \Phi 1 = 2 \times 2.0 = 4.0$

$$nsh2 = n \times \left(1 + \frac{\Phi 2}{2}\right) = 7.2 \left(1 + \frac{4.0}{2}\right) \fallingdotseq 21.5$$

Avs2	=	110890.9 mm^2	Ysus2	=	−521.7 mm
Ys2	=	−180.2 mm	Ysls2	=	498.3 mm
Dvcs2	=	−494.2 mm	Ycus2	=	338.3 mm
Ivs2	=	24903650436.5 mm^4	Ycls2	=	638.3 mm
			Ycus2'	=	−661.7 mm
			Ycls2'	=	−381.7 mm

4) 강형 + SLAB



$nsl = 7.2$

$Av3 = As + Asl / nsl = 139002.5\ mm^2$

$Y3 = \{As \times (-Ysu + TU) + Asl \times esl/nsl\} / Av3 - (-Ysu + TU) = -308.6\ mm$

$Ysu3 = Ysu - Y3 = -201.4\ mm$

$Ysl3 = Hs + Ysu3 = 818.6\ mm$

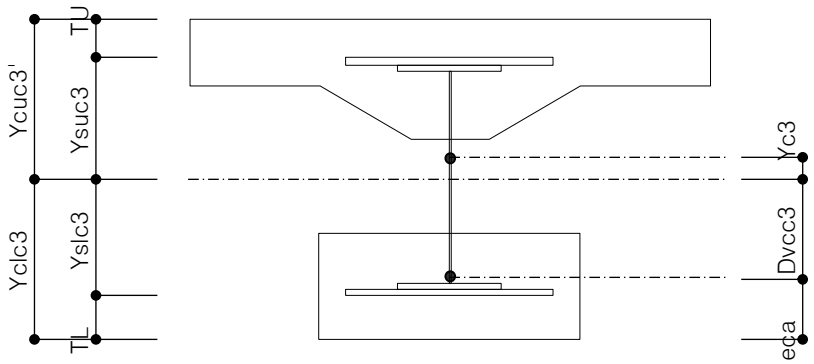
$Ycu3' = Ysu3 - TU = -341.4\ mm$

$Ycl3' = Ycu3' + TCSU = -61.4\ mm$

$Dvc3 = Ycu3' + esl = -173.9\ mm$

$Iv3 = Is + As \times Y3^2 + (Isl + Asl \times Dvc3^2) / nsl = 18069081674.8\ mm^4$

5) 아래 플랜지 콘크리트의 최종 크리프 고려시 - STEP 7



$nca = 6.4$

$ncr3 = n \times \left(1 + \frac{\Phi 1}{2}\right) = 6.4 \left(1 + \frac{2.0}{2}\right) \fallingdotseq 12.9$

$Avc3 = Av3 + Aca / ncr3 = 154580.8\ mm^2$

$Yc3 = Ycu3' + \{(Av3 \times -Ycu3') + Aca \times (H - eca)/ncr3\} / Avc3 = 81.6\ mm$

$Ysuc3 = Ysu3 - Yc3 = -283.0\ mm$

$Yslc3 = Hs + Ysuc3 = 737.0\ mm$

$Ycuc3 = Yclc3 - TCSL = 577.0\ mm$

$Yclc3 = Yslc3 + TL = 877.0\ mm$

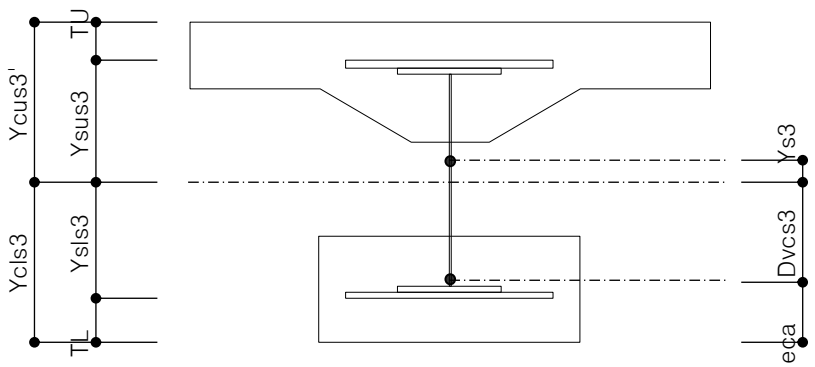
$Ycuc3' = Ysuc3 - TU = -423.0\ mm$

$Yclc3' = Ycuc3' + TCSU = -143.0\ mm$

$Dvcc3 = Yslc3 + TL - eca = 727.7\ mm$

$Ivc3 = Iv3 + Av3 \times Yc3^2 + (Ica + Aca \times Dvcc3^2) / ncr3 = 27363796078.6\ mm^4$

6) 아래 플랜지 콘크리트의 최종 건조수축 고려시 – STEP 9



$\Phi 2 = 2 \times \Phi 1 = 2 \times 2.0 = 4.0$

$nsh3 = n \times \left(1 + \frac{\Phi 2}{2} \right) = 6.4 \left(1 + \frac{4.0}{2} \right) \fallingdotseq 19.3$

$Avs3 = Av3 + Aca / nsh3 = 149388.1\ mm^2$

$Ys3 = Ycu3' + \{(Av3 \times -Ycu3') + Aca \times (H - eca)/nsh3\} / Avs3 = 56.3\ mm$

$Ysus3 = Ysu3 - Ys3 = -257.7\ mm$

$Ysls3 = Hs + Ysus3 = 762.3\ mm$

$Ycus3 = Ycls3 - TCSL = 602.3\ mm$

$Ycls3 = Ysls3 + TL = 902.3\ mm$

$Ycus3' = Ysus3 - TU = -397.7\ mm$

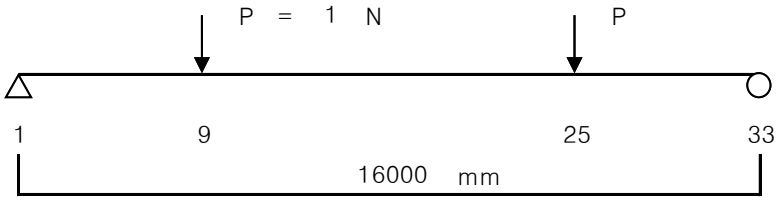
$Ycls3' = Ycus3' + TCSU = -117.7\ mm$

$Dvcs3 = Ysls3 + TL - eca = 753.0\ mm$

$Ivs3 = Iv3 + Av3 \times Ys3^2 + (Ica + Aca \times Dvcs3^2) / nsh3 = 24478129983.3\ mm^4$

12 . 3 거더부 응력검토

1) 프리플렉션 하중



fsy = 355.00 MPa

Mmax = P × X = 1.00 × 4000.00 = 4000.00 N.mm

$$fsu = \frac{Mmax}{Is} \times Ysu = \frac{4000.00}{9647430000.0} \times -510.0 = -0.0002115 \text{ MPa}$$

$$fsl = \frac{Mmax}{Is} \times Ysl = \frac{4000.00}{9647430000.0} \times 510.0 = 0.0002115 \text{ MPa}$$

$$PF1 = \frac{0.90 \times fsy}{abs(fsu)} = \frac{0.90 \times 355}{0.0002115} = 1510.96 \text{ kN}$$

$$PF2 = \frac{0.80 \times fsy}{abs(fsl)} = \frac{0.80 \times 355}{0.0002115} = 1343.07 \text{ kN}$$

☞ 0.9×fsy : 강형의 프리플렉션 재하시 주거더의 허용압축응력
0.8×fsy : 강형의 프리플렉션 재하시 주거더의 허용인장응력

PF = Min(PF1, PF2) = 1343.07 kN

적용PF = 0.90 × 1343.07 = 1208.77 kN (적용 프리플렉션 하중)

◆ **부재력**

부재	거리	모멘트(kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0	0.00	604.38	1208.77	1208.77
2	500	604.38	1208.77	1208.77	1208.77
3	1000	1208.77	1813.15	1208.77	1208.77
4	1500	1813.15	2417.53	1208.77	1208.77
5	2000	2417.53	3021.92	1208.77	1208.77
6	2500	3021.92	3626.30	1208.77	1208.77
7	3000	3626.30	4230.68	1208.77	1208.77
8	3500	4230.68	4835.06	1208.77	1208.77
9	4000	4835.06	4835.06	0.00	0.00
10	4500	4835.06	4835.06	0.00	0.00
11	5000	4835.06	4835.06	0.00	0.00
12	5500	4835.06	4835.06	0.00	0.00
13	6000	4835.06	4835.06	0.00	0.00
14	6500	4835.06	4835.06	0.00	0.00
15	7000	4835.06	4835.06	0.00	0.00
16	7500	4835.06	4835.06	0.00	0.00

◆ 응력의 합계(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-31.95	31.95	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-63.90	63.90	0.00	0.00	0.00	0.00
3	-95.85	95.85	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-127.80	127.80	0.00	0.00	0.00	0.00
5	-159.75	159.75	0.00	0.00	0.00	0.00
6	-191.70	191.70	0.00	0.00	0.00	0.00
7	-223.65	223.65	0.00	0.00	0.00	0.00
8	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
9	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
10	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
11	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
12	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
13	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
14	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
15	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
16	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
허용 응력	-319.50	-319.50	0.00	0.00	0.00	0.00
	284.00	284.00	0.00	0.00	0.00	0.00
만족	O.K	O.K				

2) 릴리즈

RE = 1208.77 kN (릴리즈 하중)

◆ 부재력

부재	거리	모멘트(kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0	0.00	-604.38	-1208.77	-1208.77
2	500	-604.38	-1208.77	-1208.77	-1208.77
3	1000	-1208.77	-1813.15	-1208.77	-1208.77
4	1500	-1813.15	-2417.53	-1208.77	-1208.77
5	2000	-2417.53	-3021.92	-1208.77	-1208.77
6	2500	-3021.92	-3626.30	-1208.77	-1208.77
7	3000	-3626.30	-4230.68	-1208.77	-1208.77
8	3500	-4230.68	-4835.06	-1208.77	-1208.77
9	4000	-4835.06	-4835.06	0.00	0.00
10	4500	-4835.06	-4835.06	0.00	0.00
11	5000	-4835.06	-4835.06	0.00	0.00
12	5500	-4835.06	-4835.06	0.00	0.00
13	6000	-4835.06	-4835.06	0.00	0.00
14	6500	-4835.06	-4835.06	0.00	0.00
15	7000	-4835.06	-4835.06	0.00	0.00
16	7500	-4835.06	-4835.06	0.00	0.00

◆ 응력(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	28.89	-13.30	-1.01	-2.88	0.00	0.00
2	57.79	-26.60	-2.02	-5.77	0.00	0.00
3	86.68	-39.90	-3.03	-8.65	0.00	0.00
4	115.57	-53.20	-4.04	-11.54	0.00	0.00
5	144.46	-66.50	-5.05	-14.42	0.00	0.00
6	173.36	-79.80	-6.06	-17.31	0.00	0.00
7	202.25	-93.10	-7.07	-20.19	0.00	0.00
8	231.14	-106.40	-8.08	-23.08	0.00	0.00
9	231.14	-106.40	-8.08	-23.08	0.00	0.00
10	231.14	-106.40	-8.08	-23.08	0.00	0.00
11	231.14	-106.40	-8.08	-23.08	0.00	0.00
12	231.14	-106.40	-8.08	-23.08	0.00	0.00
13	231.14	-106.40	-8.08	-23.08	0.00	0.00
14	231.14	-106.40	-8.08	-23.08	0.00	0.00
15	231.14	-106.40	-8.08	-23.08	0.00	0.00
16	231.14	-106.40	-8.08	-23.08	0.00	0.00

3) 강형과 하부플랜지 콘크리트의 자중

강재 자중	:	0.050	×	78.50	=	3.933
하부케이싱 콘크리트 자중	:	0.200	×	25.00	=	5.005
합계						8.938 kN/m

◆ 부재력

부재	거리	모멘트(kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0	0.00	34.63	71.50	67.04
2	500	34.63	67.04	67.04	62.57
3	1000	67.04	97.20	62.57	58.10
4	1500	97.20	125.13	58.10	53.63
5	2000	125.13	150.83	53.63	49.16
6	2500	150.83	174.29	49.16	44.69
7	3000	174.29	195.52	44.69	40.22
8	3500	195.52	214.51	40.22	35.75
9	4000	214.51	231.27	35.75	31.28
10	4500	231.27	245.80	31.28	26.81
11	5000	245.80	258.08	26.81	22.35
12	5500	258.08	268.14	22.35	17.88
13	6000	268.14	275.96	17.88	13.41
14	6500	275.96	281.55	13.41	8.94
15	7000	281.55	284.90	8.94	4.47
16	7500	284.90	286.02	4.47	0.00

◆ 응력(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-1.66	0.76	0.06	0.17	0.00	0.00
2	-3.20	1.48	0.11	0.32	0.00	0.00
3	-4.65	2.14	0.16	0.46	0.00	0.00
4	-5.98	2.75	0.21	0.60	0.00	0.00
5	-7.21	3.32	0.25	0.72	0.00	0.00
6	-8.33	3.84	0.29	0.83	0.00	0.00
7	-9.35	4.30	0.33	0.93	0.00	0.00
8	-10.25	4.72	0.36	1.02	0.00	0.00
9	-11.06	5.09	0.39	1.10	0.00	0.00
10	-11.75	5.41	0.41	1.17	0.00	0.00
11	-12.34	5.68	0.43	1.23	0.00	0.00
12	-12.82	5.90	0.45	1.28	0.00	0.00
13	-13.19	6.07	0.46	1.32	0.00	0.00
14	-13.46	6.20	0.47	1.34	0.00	0.00
15	-13.62	6.27	0.48	1.36	0.00	0.00
16	-13.67	6.29	0.48	1.37	0.00	0.00

◆ 응력의 합계(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-4.71	19.41	-0.95	-2.72	0.00	0.00
2	-9.32	38.77	-1.91	-5.45	0.00	0.00
3	-13.82	58.09	-2.87	-8.19	0.00	0.00
4	-18.21	77.35	-3.83	-10.94	0.00	0.00
5	-22.50	96.57	-4.80	-13.70	0.00	0.00
6	-26.68	115.73	-5.77	-16.48	0.00	0.00
7	-30.75	134.85	-6.74	-19.26	0.00	0.00
8	-34.71	153.92	-7.72	-22.05	0.00	0.00
9	-35.52	154.29	-7.69	-21.97	0.00	0.00
10	-36.21	154.61	-7.67	-21.90	0.00	0.00
11	-36.80	154.88	-7.65	-21.84	0.00	0.00
12	-37.28	155.10	-7.63	-21.80	0.00	0.00
13	-37.65	155.27	-7.62	-21.76	0.00	0.00
14	-37.92	155.39	-7.61	-21.73	0.00	0.00
15	-38.08	155.47	-7.60	-21.72	0.00	0.00
16	-38.13	155.49	-7.60	-21.71	0.00	0.00
허용 응력	-319.50	-319.50	-24.30	-24.30	0.00	0.00
	284.00	284.00	3.18	3.18	0.00	0.00
만족	O.K	O.K	O.K	O.K		

4) 하부플랜지 콘크리트의 초기 크리프

◆ SECTION 1 ~ 2

- 합성전 (강형)
  - As = 50100.0 mm^2
  - Is = 9647430000 mm^4
- 합성후 (강형+하부케이싱 콘크리트)
  - Av1 = 80348.7 mm^2
  - Iv1 = 14610825975 mm^4
- 크리프 고려시
  - α = 0.412
  - ϕi = 0.5
  - Dvcc1 = 337.6 mm
- 하부케이싱 콘크리트 단면적
  - Aca = 200200.0 mm^2

◆ SECTION 3 ~ 16

- 합성전 (강형)
  - As = 50100.0 mm^2
  - Is = 9647430000 mm^4
- 합성후 (강형+하부케이싱 콘크리트)
  - Av1 = 80348.7 mm^2
  - Iv1 = 14610825975 mm^4
- 크리프 고려시
  - α = 0.412
  - ϕi = 0.5
  - Dvcc1 = 337.6 mm
- 하부케이싱 콘크리트 단면적
  - Aca = 200200.0 mm^2

부재	응력의 합(STEP 1~3)		Ncl		Pcl	
	∑fcu	∑fcl	좌측(kN)	우측(kN)	좌측(kN)	우측(kN)
1	-0.95	-2.72	0.00	-367.46	0.00	-68.37
2	-1.91	-5.45	-367.46	-736.37	-68.37	-137.00
3	-2.87	-8.19	-736.37	-1106.71	-137.00	-205.90
4	-3.83	-10.94	-1106.71	-1478.50	-205.90	-275.08
5	-4.80	-13.70	-1478.50	-1851.73	-275.08	-344.51
6	-5.77	-16.48	-1851.73	-2226.40	-344.51	-414.22
7	-6.74	-19.26	-2226.40	-2602.51	-414.22	-484.20
8	-7.72	-22.05	-2602.51	-2980.06	-484.20	-554.44
9	-7.69	-21.97	-2980.06	-2969.25	-554.44	-552.43
10	-7.67	-21.90	-2969.25	-2959.88	-552.43	-550.69
11	-7.65	-21.84	-2959.88	-2951.95	-550.69	-549.21
12	-7.63	-21.80	-2951.95	-2945.47	-549.21	-548.01
13	-7.62	-21.76	-2945.47	-2940.42	-548.01	-547.07
14	-7.61	-21.73	-2940.42	-2936.82	-547.07	-546.40
15	-7.60	-21.72	-2936.82	-2934.66	-546.40	-546.00
16	-7.60	-21.71	-2934.66	-2933.94	-546.00	-545.86

Ncl : 하부케이싱 콘크리트의 작용 축하중 : $Ncl = (\sum fcu + \sum fcl) \times 0.5 \times Aca$

Pcl : 크리프에 의한 축하중 : $Pcl = Ncl \times (1 - \exp(-\alpha \times \phi i))$

Mcl : 크리프에 의한 모멘트 : $Mcl = Pcl \times Dvcc1$

◆ 부재력

부재	거리	모멘트(Mcl, kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0	0.00	-23.08	0.00	0.00
2	500	-23.08	-46.25	0.00	0.00
3	1000	-46.25	-69.51	0.00	0.00
4	1500	-69.51	-92.86	0.00	0.00
5	2000	-92.86	-116.30	0.00	0.00
6	2500	-116.30	-139.83	0.00	0.00
7	3000	-139.83	-163.45	0.00	0.00
8	3500	-163.45	-187.17	0.00	0.00
9	4000	-187.17	-186.49	0.00	0.00
10	4500	-186.49	-185.90	0.00	0.00
11	5000	-185.90	-185.40	0.00	0.00
12	5500	-185.40	-184.99	0.00	0.00
13	6000	-184.99	-184.68	0.00	0.00
14	6500	-184.68	-184.45	0.00	0.00
15	7000	-184.45	-184.31	0.00	0.00
16	7500	-184.31	-184.27	0.00	0.00

◆ 응력(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	0.20	-1.50	0.03	0.50	0.00	0.00
2	0.39	-3.00	0.06	0.60	0.00	0.00
3	0.59	-4.50	0.09	0.89	0.00	0.00
4	0.79	-6.02	0.11	1.20	0.00	0.00
5	0.98	-7.53	0.14	1.50	0.00	0.00
6	1.18	-9.06	0.17	1.80	0.00	0.00
7	1.38	-10.59	0.20	2.10	0.00	0.00
8	1.58	-12.13	0.23	2.41	0.00	0.00
9	1.58	-12.08	0.23	2.40	0.00	0.00
10	1.57	-12.04	0.23	2.39	0.00	0.00
11	1.57	-12.01	0.23	2.39	0.00	0.00
12	1.57	-11.98	0.23	2.38	0.00	0.00
13	1.56	-11.96	0.23	2.38	0.00	0.00
14	1.56	-11.95	0.23	2.37	0.00	0.00
15	1.56	-11.94	0.23	2.37	0.00	0.00
16	1.56	-11.94	0.23	2.37	0.00	0.00

5) 하부플랜지 콘크리트의 초기 건조수축

Es = 205000.0 Mpa
Aca = 200200.0 mm^2 : (하부케이싱 콘크리트 단면적)
εi = -0.0000075
nsh = 9.9
Dvcs1 = 357.0 mm
Ps1 = (Es × εi / nsh) × Aca : (건조수축에 의한 축하중)
= -31004.9 N
Ms1 = Ps1 × Dvcs1
= -11067271.3 N.mm = -11.07 kN.m

부재	거리	모멘트(kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0	-11.07	-11.07	0.00	0.00
2	500	-11.07	-11.07	0.00	0.00
3	1000	-11.07	-11.07	0.00	0.00
4	1500	-11.07	-11.07	0.00	0.00
5	2000	-11.07	-11.07	0.00	0.00
6	2500	-11.07	-11.07	0.00	0.00
7	3000	-11.07	-11.07	0.00	0.00
8	3500	-11.07	-11.07	0.00	0.00
9	4000	-11.07	-11.07	0.00	0.00
10	4500	-11.07	-11.07	0.00	0.00
11	5000	-11.07	-11.07	0.00	0.00
12	5500	-11.07	-11.07	0.00	0.00
13	6000	-11.07	-11.07	0.00	0.00
14	6500	-11.07	-11.07	0.00	0.00
15	7000	-11.07	-11.07	0.00	0.00
16	7500	-11.07	-11.07	0.00	0.00

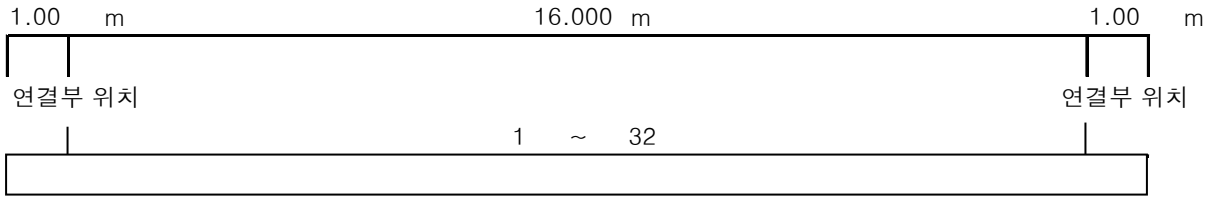
◆ 응력(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
2	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
3	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
4	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
5	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
6	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
7	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
8	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
9	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
10	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
11	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
12	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
13	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
14	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
15	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
16	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00

◆ 응력의 합계(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-4.42	17.17	-0.83	-2.15	0.00	0.00
2	-8.83	35.04	-1.76	-4.79	0.00	0.00
3	-13.13	52.84	-2.69	-7.23	0.00	0.00
4	-17.33	70.59	-3.62	-9.68	0.00	0.00
5	-21.42	88.29	-4.56	-12.14	0.00	0.00
6	-25.40	105.93	-5.50	-14.61	0.00	0.00
7	-29.27	123.52	-6.45	-17.09	0.00	0.00
8	-33.03	141.05	-7.39	-19.57	0.00	0.00
9	-33.84	141.46	-7.37	-19.50	0.00	0.00
10	-34.54	141.82	-7.34	-19.44	0.00	0.00
11	-35.13	142.12	-7.32	-19.39	0.00	0.00
12	-35.61	142.37	-7.31	-19.35	0.00	0.00
13	-35.99	142.56	-7.30	-19.31	0.00	0.00
14	-36.26	142.70	-7.29	-19.29	0.00	0.00
15	-36.42	142.78	-7.28	-19.28	0.00	0.00
16	-36.48	142.81	-7.28	-19.27	0.00	0.00
허용 응력	-319.50	-319.50	-24.30	-24.30	0.00	0.00
	284.00	284.00	3.18	3.18	0.00	0.00
만족	O.K	O.K	O.K	O.K		

6) 합성전 단면력에 대한 검토 (교량폭: 10.900 m)



* 부재력은 "4-2. 상시 해석 모델"의 10번 부재의 SAPOUTPUT × 유효폭 임.

부재 1 = 52.03 × 2.000 = 104.06 kN.m
부재 2 = 104.87 × 2.000 = 209.74 kN.m
부재 3 = 154.31 × 2.000 = 308.62 kN.m
부재 4 = 200.33 × 2.000 = 400.66 kN.m
부재 5 = 242.94 × 2.000 = 485.88 kN.m
부재 6 = 282.15 × 2.000 = 564.30 kN.m
부재 7 = 317.95 × 2.000 = 635.90 kN.m
부재 8 = 350.33 × 2.000 = 700.66 kN.m
부재 9 = 379.31 × 2.000 = 758.62 kN.m
부재 10 = 404.88 × 2.000 = 809.76 kN.m
부재 11 = 427.04 × 2.000 = 854.08 kN.m
부재 12 = 445.79 × 2.000 = 891.58 kN.m
부재 13 = 461.13 × 2.000 = 922.26 kN.m
부재 14 = 473.06 × 2.000 = 946.12 kN.m
부재 15 = 481.59 × 2.000 = 963.18 kN.m
부재 16 = 486.7 × 2.000 = 973.40 kN.m

부재	거리	모멘트(kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0.00	104.06	209.74	218.18	204.56
2	500.00	209.74	308.62	204.56	190.92
3	1000.00	308.62	400.66	190.92	177.28
4	1500.00	400.66	485.88	177.28	163.64
5	2000.00	485.88	564.30	163.64	150.00
6	2500.00	564.30	635.90	150.00	136.36
7	3000.00	635.90	700.66	136.36	122.74
8	3500.00	700.66	758.62	122.74	109.10
9	4000.00	758.62	809.76	109.10	95.46
10	4500.00	809.76	854.08	95.46	81.82
11	5000.00	854.08	891.58	81.82	68.18
12	5500.00	891.58	922.26	68.18	54.54
13	6000.00	922.26	946.12	54.54	40.92
14	6500.00	946.12	963.18	40.92	27.28
15	7000.00	963.18	973.40	27.28	13.64
16	7500.00	973.40	976.80	13.64	0.00

◆ 응력(MPa)

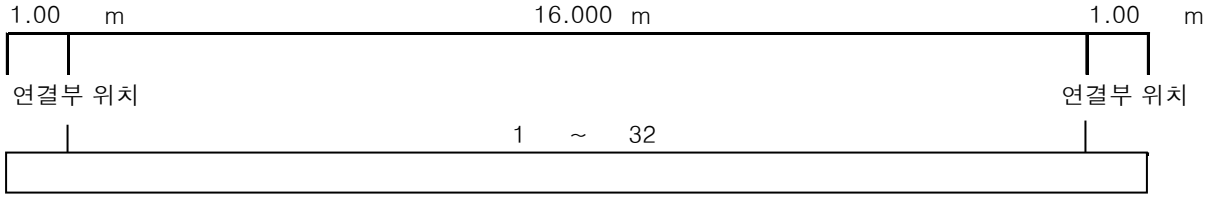
부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-10.01	4.54	0.35	1.02	0.00	0.00
2	-14.73	6.67	0.52	1.50	0.00	0.00
3	-19.13	8.67	0.67	1.94	0.00	0.00
4	-23.19	10.51	0.81	2.36	0.00	0.00
5	-26.94	12.20	0.94	2.74	0.00	0.00
6	-30.35	13.75	1.06	3.08	0.00	0.00
7	-33.45	15.15	1.17	3.40	0.00	0.00
8	-36.21	16.41	1.27	3.68	0.00	0.00
9	-38.65	17.51	1.35	3.93	0.00	0.00
10	-40.77	18.47	1.43	4.14	0.00	0.00
11	-42.56	19.28	1.49	4.32	0.00	0.00
12	-44.02	19.95	1.54	4.47	0.00	0.00
13	-45.16	20.46	1.58	4.59	0.00	0.00
14	-45.98	20.83	1.61	4.67	0.00	0.00
15	-46.47	21.05	1.63	4.72	0.00	0.00
16	-46.63	21.13	1.63	4.74	0.00	0.00

◆ 응력의 합계(MPa)

[최대단면력에는 강형과 하부케이싱의 자중이 포함되어 있으므로 응력의 합계에서 STEP 3 의 응력제외]

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-12.78	20.95	-0.54	-1.29	0.00	0.00
2	-20.36	40.23	-1.35	-3.61	0.00	0.00
3	-27.61	59.37	-2.18	-5.75	0.00	0.00
4	-34.54	78.35	-3.02	-7.92	0.00	0.00
5	-41.14	97.18	-3.87	-10.12	0.00	0.00
6	-47.42	115.85	-4.73	-12.36	0.00	0.00
7	-53.37	134.37	-5.60	-14.62	0.00	0.00
8	-58.99	152.74	-6.48	-16.92	0.00	0.00
9	-61.44	153.89	-6.40	-16.68	0.00	0.00
10	-63.56	154.88	-6.33	-16.47	0.00	0.00
11	-65.35	155.73	-6.26	-16.30	0.00	0.00
12	-66.82	156.42	-6.21	-16.16	0.00	0.00
13	-67.96	156.95	-6.17	-16.04	0.00	0.00
14	-68.78	157.34	-6.15	-15.96	0.00	0.00
15	-69.27	157.57	-6.13	-15.92	0.00	0.00
16	-69.43	157.64	-6.12	-15.90	0.00	0.00
허용 응력	-215.00	-215.00	-18.00	-18.00	0.00	0.00
	215.00	215.00	3.35	3.35	0.00	0.00
만족	O.K	O.K	O.K	O.K		

7) 합성후 단면력에 대한 검토 (교량폭: 10.900 m)



* 부재력은 "4-2. 상시 해석 모델"의 8번 부재의 SAPOUTPUT × 유효폭 임.

부재 1 = 396.93 × 2.000 = 793.86 kN.m
부재 2 = 456.66 × 2.000 = 913.32 kN.m
부재 3 = 516.73 × 2.000 = 1033.46 kN.m
부재 4 = 619.18 × 2.000 = 1238.36 kN.m
부재 5 = 719.32 × 2.000 = 1438.64 kN.m
부재 6 = 809.58 × 2.000 = 1619.16 kN.m
부재 7 = 889.86 × 2.000 = 1779.72 kN.m
부재 8 = 960.07 × 2.000 = 1920.14 kN.m
부재 9 = 1020.13 × 2.000 = 2040.26 kN.m
부재 10 = 1069.98 × 2.000 = 2139.96 kN.m
부재 11 = 1109.54 × 2.000 = 2219.08 kN.m
부재 12 = 1138.78 × 2.000 = 2277.56 kN.m
부재 13 = 1157.65 × 2.000 = 2315.30 kN.m
부재 14 = 1166.15 × 2.000 = 2332.30 kN.m
부재 15 = 1164.24 × 2.000 = 2328.48 kN.m
부재 16 = 1151.93 × 2.000 = 2303.86 kN.m

부재	거리	모멘트(kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0	793.86	913.32	901.94	862.18
2	500	913.32	1033.46	862.18	822.28
3	1000	1033.46	1238.36	822.28	782.26
4	1500	1238.36	1438.64	782.26	742.14
5	2000	1438.64	1619.16	742.14	701.92
6	2500	1619.16	1779.72	701.92	661.60
7	3000	1779.72	1920.14	661.60	621.22
8	3500	1920.14	2040.26	621.22	580.76
9	4000	2040.26	2139.96	580.76	540.26
10	4500	2139.96	2219.08	540.26	499.70
11	5000	2219.08	2277.56	499.70	459.12
12	5500	2277.56	2315.30	459.12	418.50
13	6000	2315.30	2332.30	418.50	377.88
14	6500	2332.30	2328.48	377.88	337.26
15	7000	2328.48	2303.86	337.26	296.64
16	7500	2303.86	2258.46	296.64	256.06

◆ 응력(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-9.13	17.50	2.07	3.29	-1.78	-0.76
2	-10.33	19.81	2.35	3.73	-2.01	-0.86
3	-12.38	23.73	2.81	4.47	-2.41	-1.03
4	-14.38	27.57	3.27	5.19	-2.80	-1.20
5	-16.18	31.03	3.68	5.84	-3.16	-1.35
6	-17.79	34.11	4.04	6.42	-3.47	-1.49
7	-19.19	36.80	4.36	6.92	-3.74	-1.60
8	-20.39	39.10	4.63	7.36	-3.98	-1.70
9	-21.39	41.01	4.86	7.72	-4.17	-1.79
10	-22.18	42.53	5.04	8.00	-4.33	-1.85
11	-22.76	43.65	5.17	8.21	-4.44	-1.90
12	-23.14	44.38	5.26	8.35	-4.51	-1.93
13	-23.31	44.70	5.30	8.41	-4.55	-1.95
14	-23.27	44.63	5.29	8.40	-4.54	-1.94
15	-23.03	44.16	5.23	8.31	-4.49	-1.92
16	-22.57	43.29	5.13	8.14	-4.40	-1.88

◆ 응력의 합계(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-21.90	38.45	1.54	2.00	-1.78	-0.76
2	-30.69	60.04	0.99	0.12	-2.01	-0.86
3	-39.99	83.10	0.63	-1.28	-2.41	-1.03
4	-48.92	105.92	0.25	-2.73	-2.80	-1.20
5	-57.32	128.21	-0.19	-4.28	-3.16	-1.35
6	-65.20	149.96	-0.69	-5.94	-3.47	-1.49
7	-72.56	171.17	-1.24	-7.70	-3.74	-1.60
8	-79.38	191.84	-1.85	-9.56	-3.98	-1.70
9	-82.82	194.90	-1.54	-8.97	-4.17	-1.79
10	-85.74	197.41	-1.29	-8.47	-4.33	-1.85
11	-88.11	199.38	-1.09	-8.09	-4.44	-1.90
12	-89.96	200.79	-0.96	-7.81	-4.51	-1.93
13	-91.27	201.65	-0.88	-7.63	-4.55	-1.95
14	-92.05	201.96	-0.86	-7.57	-4.54	-1.94
15	-92.29	201.72	-0.90	-7.61	-4.49	-1.92
16	-92.00	200.93	-0.99	-7.76	-4.40	-1.88
허용 응력	-215.00	-215.00	-18.00	-18.00	-12.00	-12.00
	215.00	215.00	3.35	3.35	2.10	2.10
만족	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

8) 하부플랜지 콘크리트의 최종 크리프

◆ SECTION 1 ~ 2

- 합성전 (강형+바닥판)
  - Av3 = 139002.5 mm^2
  - Iv3 = 18069081675 mm^4
- 합성후 (강형+하부케이싱+바닥판 콘크리트)
  - Av2 = 170159.2 mm^2
  - Iv2 = 34978897837 mm^4
- 크리프 고려시
  - α = 0.422
  - ϕc = 2.0
  - Dvcc3 = 727.7 mm
- 하부케이싱 콘크리트 단면적
  - Aca = 200200.0 mm^2

◆ SECTION 3 ~ 16

- 합성전 (강형+바닥판)
  - Av3 = 139002.5 mm^2
  - Iv3 = 18069081675 mm^4
- 합성후 (강형+하부케이싱+바닥판 콘크리트)
  - Av2 = 170159.2 mm^2
  - Iv2 = 34978897837 mm^4
- 크리프 고려시
  - α = 0.422
  - ϕc = 2.0
  - Dvcc3 = 727.7 mm
- 하부케이싱 콘크리트 단면적
  - Aca = 200200.0 mm^2

부재	응력의 합(step2+3+6+7)		Ncl		Pcl	
	∑fcu	∑fcl	좌측(N)	우측(kN)	좌측(kN)	우측(kN)
1	1.42	1.43	0.00	284.35	0.00	162.08
2	0.84	-0.55	284.35	29.75	162.08	16.96
3	0.45	-2.25	29.75	-179.45	16.96	-102.28
4	0.04	-4.00	-179.45	-395.81	-102.28	-225.61
5	-0.43	-5.85	-395.81	-628.24	-225.61	-358.10
6	-0.95	-7.81	-628.24	-876.86	-358.10	-499.81
7	-1.53	-9.87	-876.86	-1141.80	-499.81	-650.82
8	-2.17	-12.04	-1141.80	-1423.11	-650.82	-811.17
9	-1.86	-11.44	-1423.11	-1331.09	-811.17	-758.72
10	-1.61	-10.94	-1331.09	-1255.62	-758.72	-715.70
11	-1.41	-10.54	-1255.62	-1196.74	-715.70	-682.14
12	-1.28	-10.26	-1196.74	-1154.52	-682.14	-658.08
13	-1.20	-10.08	-1154.52	-1128.95	-658.08	-643.50
14	-1.18	-10.01	-1128.95	-1120.06	-643.50	-638.43
15	-1.22	-10.05	-1120.06	-1127.87	-638.43	-642.89
16	-1.31	-10.20	-1127.87	-1152.36	-642.89	-656.84

Ncl : 하부케이싱 콘크리트의 작용 축하중 : $Ncl = (\sum fcu + \sum fcl) \times 0.5 \times Aca$

Pcl : 크리프에 의한 축하중 : $Pcl = Ncl \times (1 - \exp(-\alpha \times \phi c))$

Mcl : 크리프에 의한 모멘트 : $Mcl = Pcl \times Dvcc3$

◆ 부재력

부재	거리	모멘트(Mcl, kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0	0.00	117.94	0.00	0.00
2	500	117.94	12.34	0.00	0.00
3	1000	12.34	-74.43	0.00	0.00
4	1500	-74.43	-164.17	0.00	0.00
5	2000	-164.17	-260.57	0.00	0.00
6	2500	-260.57	-363.69	0.00	0.00
7	3000	-363.69	-473.58	0.00	0.00
8	3500	-473.58	-590.26	0.00	0.00
9	4000	-590.26	-552.09	0.00	0.00
10	4500	-552.09	-520.79	0.00	0.00
11	5000	-520.79	-496.37	0.00	0.00
12	5500	-496.37	-478.86	0.00	0.00
13	6000	-478.86	-468.25	0.00	0.00
14	6500	-468.25	-464.56	0.00	0.00
15	7000	-464.56	-467.80	0.00	0.00
16	7500	-467.80	-477.96	0.00	0.00

◆ 응력(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-0.17	4.23	-0.53	-0.44	0.00	0.00
2	-0.02	0.44	-0.45	0.35	-0.01	0.01
3	0.11	-2.67	-0.43	1.04	0.07	-0.04
4	0.24	-5.88	-0.41	1.75	0.15	-0.08
5	0.38	-9.34	-0.36	2.50	0.24	-0.13
6	0.53	-13.03	-0.31	3.29	0.33	-0.19
7	0.69	-16.97	-0.23	4.12	0.43	-0.24
8	0.86	-21.15	-0.14	4.98	0.54	-0.30
9	0.80	-19.78	-0.23	4.76	0.51	-0.28
10	0.76	-18.66	-0.30	4.57	0.48	-0.27
11	0.72	-17.78	-0.35	4.43	0.45	-0.25
12	0.69	-17.15	-0.39	4.32	0.44	-0.24
13	0.68	-16.77	-0.41	4.25	0.43	-0.24
14	0.67	-16.64	-0.41	4.23	0.42	-0.24
15	0.68	-16.76	-0.40	4.24	0.43	-0.24
16	0.69	-17.12	-0.37	4.29	0.44	-0.24

9) 바닥판 콘크리트의 최종 크리프

◆ SECTION 1 ~ 2

- 합성전 (강형+하부케이싱(주))
  - Av1' = 81256.7 mm^2
  - Iv1' = 9967158543 mm^4
- 합성후 (강형+하부케이싱+바닥판 Con'c)
  - Av2 = 170159.2 mm^2
  - Iv2 = 34978897837 mm^4
- 크리프 고려시
  - α = 0.136
  - ϕc = 2.0
  - Dvcc2 = −436.0 mm
- 바닥판 콘크리트 단면적
  - Aslab = 638250.0 mm^2

◆ SECTION 3 ~ 5

- 합성전 (강형+하부케이싱(주))
  - Av1' = 81256.7 mm^2
  - Iv1' = 14705407248 mm^4
- 합성후 (강형+하부케이싱+바닥판 Con'c)
  - Av2 = 170159.2 mm^2
  - Iv2 = 34978897837 mm^4
- 크리프 고려시
  - α = 0.201
  - ϕc = 2.0
  - Dvcc2 = −436.0 mm
- 바닥판 콘크리트 단면적
  - Aslab = 638250.0 mm^2

부재	응력의 합(step8)		Ncl		Pcl	
	∑fcu'	∑fcl'	좌측(kN)	우측(kN)	좌측(kN)	우측(kN)
1	−1.78	−0.76	0.00	−811.49	0.00	−193.34
2	−2.01	−0.86	−811.49	−918.24	−193.34	−218.78
3	−2.41	−1.03	−918.24	−1100.30	−218.78	−363.86
4	−2.80	−1.20	−1100.30	−1278.25	−363.86	−422.71
5	−3.16	−1.35	−1278.25	−1438.64	−422.71	−475.75
6	−3.47	−1.49	−1438.64	−1581.30	−475.75	−522.93
7	−3.74	−1.60	−1581.30	−1706.06	−522.93	−564.19
8	−3.98	−1.70	−1706.06	−1812.79	−564.19	−599.48
9	−4.17	−1.79	−1812.79	−1901.38	−599.48	−628.78
10	−4.33	−1.85	−1901.38	−1971.68	−628.78	−652.03
11	−4.44	−1.90	−1971.68	−2023.64	−652.03	−669.21
12	−4.51	−1.93	−2023.64	−2057.17	−669.21	−680.30
13	−4.55	−1.95	−2057.17	−2072.27	−680.30	−685.29
14	−4.54	−1.94	−2072.27	−2068.88	−685.29	−684.17
15	−4.49	−1.92	−2068.88	−2047.00	−684.17	−676.94
16	−4.40	−1.88	−2047.00	−2006.66	−676.94	−663.60

Ncl : 하부케이싱 콘크리트의 작용 축하중 : $Ncl = (\sum fcu' + \sum fcl') \times 0.5 \times Aslab$

Pcl : 크리프에 의한 축하중 : $Pcl = Ncl \times (1 - \exp(-\alpha \times \phi c))$

Mcl : 크리프에 의한 모멘트 : $Mcl = Pcl \times Dvcc2$

◆ 부재력

부재	거리	모멘트(Mcl, kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0	0.00	84.29	0.00	0.00
2	500	84.29	95.38	0.00	0.00
3	1000	95.38	158.63	0.00	0.00
4	1500	158.63	184.28	0.00	0.00
5	2000	184.28	207.41	0.00	0.00
6	2500	207.41	227.97	0.00	0.00
7	3000	227.97	245.96	0.00	0.00
8	3500	245.96	261.35	0.00	0.00
9	4000	261.35	274.12	0.00	0.00
10	4500	274.12	284.25	0.00	0.00
11	5000	284.25	291.74	0.00	0.00
12	5500	291.74	296.58	0.00	0.00
13	6000	296.58	298.76	0.00	0.00
14	6500	298.76	298.27	0.00	0.00
15	7000	298.27	295.11	0.00	0.00
16	7500	295.11	289.30	0.00	0.00

◆ 응력(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-2.92	0.12	-0.06	0.08	0.19	0.01
2	-3.30	0.14	-0.06	0.10	0.40	0.09
3	-5.50	0.23	-0.10	0.16	0.36	0.01
4	-6.39	0.27	-0.12	0.18	0.42	0.02
5	-7.19	0.30	-0.14	0.21	0.47	0.02
6	-7.90	0.33	-0.15	0.23	0.52	0.02
7	-8.52	0.36	-0.16	0.25	0.56	0.02
8	-9.06	0.38	-0.17	0.26	0.59	0.02
9	-9.50	0.40	-0.18	0.27	0.62	0.02
10	-9.85	0.41	-0.19	0.28	0.65	0.02
11	-10.11	0.42	-0.19	0.29	0.66	0.03
12	-10.28	0.43	-0.19	0.30	0.67	0.03
13	-10.35	0.43	-0.20	0.30	0.68	0.03
14	-10.33	0.43	-0.20	0.30	0.68	0.03
15	-10.23	0.43	-0.19	0.29	0.67	0.03
16	-10.02	0.42	-0.19	0.29	0.66	0.03

10) 하부플랜지 콘크리트의 최종 건조수축

Es = 205000.0 Mpa
Aca = 200200.0 mm^2 : (하부케이싱 콘크리트 단면적)

εc = -0.00018
nsh3 = 19.3
Dvcs3 = 753.0 mm

Ps3 = (Es × εc / nsh3) × Aca : (건조수축에 의한 축하중)
= -383227.3 N
Ms3 = Ps3 × Dvcs3
= -288553023.3 N.mm = -288.55 kN.m

부재	거리	모멘트(kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0	-288.55	-288.55	0.00	0.00
2	500	-288.55	-288.55	0.00	0.00
3	1000	-288.55	-288.55	0.00	0.00
4	1500	-288.55	-288.55	0.00	0.00
5	2000	-288.55	-288.55	0.00	0.00
6	2500	-288.55	-288.55	0.00	0.00
7	3000	-288.55	-288.55	0.00	0.00
8	3500	-288.55	-288.55	0.00	0.00
9	4000	-288.55	-288.55	0.00	0.00
10	4500	-288.55	-288.55	0.00	0.00
11	5000	-288.55	-288.55	0.00	0.00
12	5500	-288.55	-288.55	0.00	0.00
13	6000	-288.55	-288.55	0.00	0.00
14	6500	-288.55	-288.55	0.00	0.00
15	7000	-288.55	-288.55	0.00	0.00
16	7500	-288.55	-288.55	0.00	0.00

◆ 응력(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	0.47	-11.55	1.41	1.23	-0.29	-0.34
2	0.47	-11.55	1.74	1.23	0.30	-0.16
3	0.47	-11.55	1.74	1.23	0.30	-0.16
4	0.47	-11.55	1.74	1.23	0.30	-0.16
5	0.47	-11.55	1.74	1.23	0.30	-0.16
6	0.47	-11.55	1.74	1.23	0.30	-0.16
7	0.47	-11.55	1.74	1.23	0.30	-0.16
8	0.47	-11.55	1.74	1.23	0.30	-0.16
9	0.47	-11.55	1.74	1.23	0.30	-0.16
10	0.47	-11.55	1.74	1.23	0.30	-0.16
11	0.47	-11.55	1.74	1.23	0.30	-0.16
12	0.47	-11.55	1.74	1.23	0.30	-0.16
13	0.47	-11.55	1.74	1.23	0.30	-0.16
14	0.47	-11.55	1.74	1.23	0.30	-0.16
15	0.47	-11.55	1.74	1.23	0.30	-0.16
16	0.47	-11.55	1.74	1.23	0.30	-0.16

11) 바닥판 콘크리트의 최종 건조수축

Es = 205000.0 Mpa
Aslab = 638250.0 mm^2 : (바닥판 콘크리트 단면적)
εc = -0.00018
nsh2 = 21.5
Dvcs2 = -494.2 mm

Ps2 = (Es × εc / nsh2) × Aslab : (건조수축에 의한 축하중)
= -1093500.8 N
Ms2 = Ps2 × Dvcs2
= 540413335.3 N.mm = 540.41 kN.m

부재	거리	모멘트(kN.m)		전단력(kN)	
		좌측	우측	좌측	우측
1	0	540.41	540.41	0.00	0.00
2	500	540.41	540.41	0.00	0.00
3	1000	540.41	540.41	0.00	0.00
4	1500	540.41	540.41	0.00	0.00
5	2000	540.41	540.41	0.00	0.00
6	2500	540.41	540.41	0.00	0.00
7	3000	540.41	540.41	0.00	0.00
8	3500	540.41	540.41	0.00	0.00
9	4000	540.41	540.41	0.00	0.00
10	4500	540.41	540.41	0.00	0.00
11	5000	540.41	540.41	0.00	0.00
12	5500	540.41	540.41	0.00	0.00
13	6000	540.41	540.41	0.00	0.00
14	6500	540.41	540.41	0.00	0.00
15	7000	540.41	540.41	0.00	0.00
16	7500	540.41	540.41	0.00	0.00

◆ 응력(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-21.18	0.95	-1.42	-1.32	1.19	1.22
2	-21.18	0.95	-0.39	0.62	0.59	-0.92
3	-21.18	0.95	-0.39	0.62	0.59	0.87
4	-21.18	0.95	-0.39	0.62	0.59	0.87
5	-21.18	0.95	-0.39	0.62	0.59	0.87
6	-21.18	0.95	-0.39	0.62	0.59	0.87
7	-21.18	0.95	-0.39	0.62	0.59	0.87
8	-21.18	0.95	-0.39	0.62	0.59	0.87
9	-21.18	0.95	-0.39	0.62	0.59	0.87
10	-21.18	0.95	-0.39	0.62	0.59	0.87
11	-21.18	0.95	-0.39	0.62	0.59	0.87
12	-21.18	0.95	-0.39	0.62	0.59	0.87
13	-21.18	0.95	-0.39	0.62	0.59	0.87
14	-21.18	0.95	-0.39	0.62	0.59	0.87
15	-21.18	0.95	-0.39	0.62	0.59	0.87
16	-21.18	0.95	-0.39	0.62	0.59	0.87

◆ 최종 크리프 및 건조수축에 의한 응력의 합계(Mpa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-23.80	-6.25	-0.59	-0.44	1.09	0.89
2	-24.03	-10.02	0.84	2.30	1.28	-0.99
3	-26.10	-13.04	0.82	3.05	1.31	0.68
4	-26.86	-16.21	0.82	3.79	1.45	0.64
5	-27.52	-19.63	0.85	4.56	1.59	0.59
6	-28.08	-23.30	0.90	5.37	1.74	0.54
7	-28.55	-27.21	0.96	6.21	1.88	0.49
8	-28.91	-31.37	1.04	7.09	2.02	0.43
9	-29.41	-29.98	0.95	6.88	2.01	0.45
10	-29.80	-28.85	0.87	6.71	2.01	0.47
11	-30.10	-27.96	0.81	6.57	2.00	0.48
12	-30.29	-27.33	0.77	6.47	2.00	0.49
13	-30.38	-26.94	0.75	6.40	1.99	0.49
14	-30.37	-26.81	0.74	6.37	1.99	0.50
15	-30.26	-26.93	0.76	6.38	1.98	0.49
16	-30.04	-27.30	0.80	6.43	1.98	0.49

12) 최종 응력합계

◆ 응력의 합계(MPa)

부재	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1	-46.00	34.44	0.82	0.98	-0.69	0.13
2	-55.21	53.76	1.68	1.75	-0.74	-1.85
3	-66.77	75.31	1.27	0.81	-1.10	-0.35
4	-76.66	96.47	0.87	-0.21	-1.35	-0.56
5	-85.93	116.85	0.42	-1.29	-1.56	-0.76
6	-94.57	136.46	-0.06	-2.44	-1.73	-0.94
7	-102.58	155.29	-0.57	-3.66	-1.87	-1.12
8	-109.97	173.34	-1.13	-4.95	-1.96	-1.27
9	-113.91	177.74	-0.92	-4.55	-2.16	-1.34
10	-117.21	181.36	-0.74	-4.23	-2.32	-1.39
11	-119.88	184.17	-0.60	-3.97	-2.44	-1.42
12	-121.92	186.19	-0.51	-3.79	-2.52	-1.44
13	-123.31	187.42	-0.45	-3.68	-2.55	-1.45
14	-124.08	187.85	-0.43	-3.64	-2.55	-1.45
15	-124.21	187.48	-0.46	-3.67	-2.51	-1.43
16	-123.70	186.31	-0.52	-3.77	-2.42	-1.40
허용응력	-215.00	-215.00	-18.00	-18.00	-12.00	-12.00
	215.00	215.00	3.35	3.35	2.10	2.10
만족	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

[바닥판에서 응력은 콘크리트 허용응력으로 검토하되, 인장응력검토시엔
바닥판 단면을 무시하고 철근에 작용하는 인장응력으로 검토한다. - 12) 바닥판 철근허용응력 검토 참조]

◎ BENDING STRESS EVOLUTION TABLE

[SECTION 16]

LOAD	STEEL		CASING CON'C		SLAB	
	fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
1) 프리플렉션 하중	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
2) 릴리즈	231.14	-106.40	-8.08	-23.08	0.00	0.00
3) 강형과 하부플랜지 콘크리트의 자중	-13.67	6.29	0.48	1.37	0.00	0.00
4) 하부플랜지 콘크리트의 초기 크리프	1.56	-11.94	0.23	2.37	0.00	0.00
5) 하부플랜지 콘크리트의 초기 건조수축	0.10	-0.74	0.09	0.07	0.00	0.00
6) 합성전 단면력에대한 검토	-46.63	21.13	1.63	4.74	0.00	0.00
7) 합성후 단면력에대한 검토	-22.57	43.29	5.13	8.14	-4.40	-1.88
8) 하부플랜지 콘크리트의 최종 크리프	0.69	-17.12	-0.37	4.29	0.44	-0.24
9) 바닥판 콘크리트의 최종 크리프	-10.02	0.42	-0.19	0.29	0.66	0.03
10) 하부플랜지 콘크리트의 최종 건조수축	0.47	-11.55	1.74	1.23	0.30	-0.16
11) 바닥판 콘크리트의 최종 건조수축	-21.18	0.95	-0.39	0.62	0.59	0.87

◎ BENDING STRESS COMBINATION TABLE

[SECTION 16]

SECTION	LOAD COMBINATION	STEEL		CASING CON'C		SLAB	
		fsu	fsl	fcu	fcl	fcu'	fcl'
PREFLEXION	1	-255.60	255.60	0.00	0.00	0.00	0.00
ALLOWABLE		-319.50	284.00				
PREFLEX-	∑(1~3)	-38.13	155.49	-7.60	-21.71	0.00	0.00
GIRDER	∑(1~6)	-69.43	157.64	-6.12	-15.90	0.00	0.00
ALLOWABLE		-319.50	284.00	3.18	-24.30		
	∑(1~2)+∑(6~7)	-92.00	200.93	-0.99	-7.76	-4.40	-1.88
PREFLEX-	∑(1~2)+∑(6~11)	-123.70	186.31	-0.52	-3.77	-2.42	-1.40
ALLOWABLE		-215.00	215.00	3.35	-18.00	2.10	-12.00

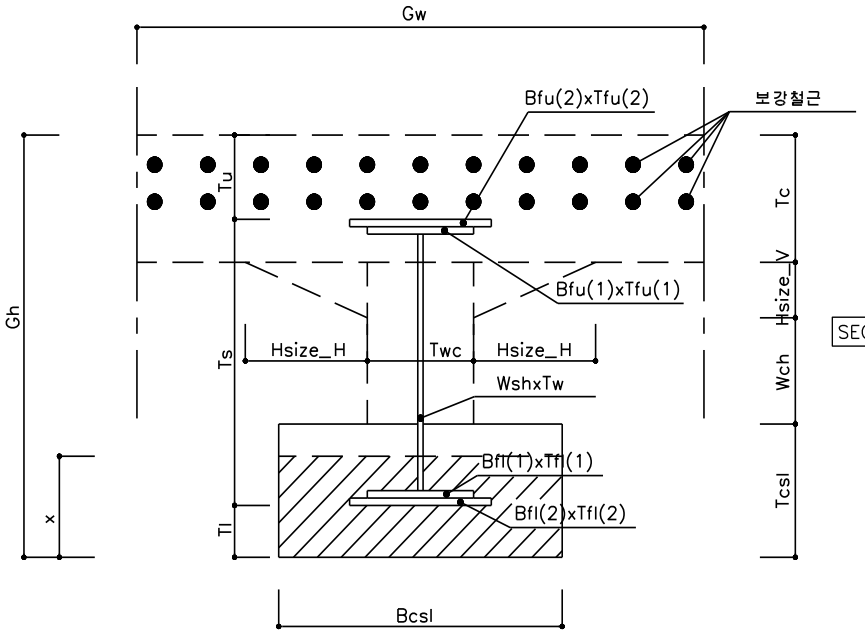
◎ 각 절점에서의 처짐 (mm)

절점	STEP1	STEP2	STEP3	STEP4	STEP5	STEP6
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-7.32	4.83	-0.25	0.25	0.02	-0.59
3	-14.57	9.62	-0.50	0.48	0.03	-1.16
4	-21.66	14.30	-0.75	0.70	0.04	-1.73
5	-28.52	18.83	-0.98	0.90	0.06	-2.28
6	-35.08	23.16	-1.21	1.09	0.07	-2.80
7	-41.26	27.24	-1.42	1.26	0.08	-3.30
8	-46.97	31.01	-1.62	1.41	0.09	-3.76
9	-52.15	34.43	-1.80	1.55	0.10	-4.18
10	-56.73	37.46	-1.97	1.67	0.10	-4.56
11	-60.71	40.09	-2.11	1.78	0.11	-4.90
12	-64.07	42.30	-2.24	1.86	0.12	-5.19
13	-66.82	44.12	-2.34	1.94	0.12	-5.43
14	-68.96	45.53	-2.42	1.99	0.12	-5.62
15	-70.49	46.54	-2.48	2.03	0.13	-5.76
16	-71.41	47.15	-2.52	2.06	0.13	-5.84
17	-71.71	47.35	-2.53	2.07	0.13	-5.87

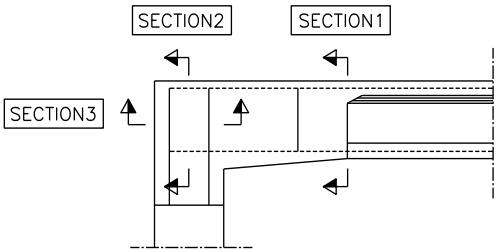
절점	STEP7	STEP8	STEP9	STEP10	STEP11	캠버
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.42	0.33	-0.19	0.22	-0.41	3.53
3	-0.84	0.64	-0.37	0.43	-0.79	7.03
4	-1.25	0.93	-0.54	0.63	-1.15	10.48
5	-1.64	1.19	-0.70	0.81	-1.48	13.81
6	-2.02	1.44	-0.84	0.97	-1.79	17.01
7	-2.38	1.66	-0.97	1.12	-2.06	20.03
8	-2.71	1.86	-1.09	1.26	-2.32	22.84
9	-3.02	2.04	-1.20	1.38	-2.54	25.39
10	-3.29	2.20	-1.29	1.49	-2.74	27.66
11	-3.53	2.34	-1.37	1.58	-2.91	29.63
12	-3.74	2.46	-1.44	1.66	-3.06	31.34
13	-3.92	2.56	-1.50	1.73	-3.18	32.72
14	-4.05	2.63	-1.54	1.78	-3.27	33.81
15	-4.15	2.68	-1.57	1.81	-3.33	34.59
16	-4.21	2.72	-1.59	1.83	-3.37	35.05
17	-4.23	2.73	-1.60	1.84	-3.39	35.21

※ 최종캠버 : ∑(STEP 1~12)

12 .4 SECTION1 균열단면 검토



- 우각부 단면 검토



- 콘크리트 단면 [형고(GH) = 1300 mm]

상부 구체	GW	:	2000.00		TWC	:	300.00
	TCSU	:	280.00		WCH	:	570.00
	HSIZE_V	:	150.00		BCSL	:	700.00
	HSIZE_H	:	300.00		TCSL	:	300.00

- 강형 단면

상부 플랜지	BFU(1)	:	500.00	하부 플랜지	BFL(1)	:	500.00
	BFU(2)	:	400.00		BFL(2)	:	400.00
	TFU(1)	:	20.00		TFL(1)	:	20.00
	TFU(2)	:	20.00		TFL(2)	:	20.00
복부	TW	:	15.00	덮개	TU	:	140.00
	WSH	:	940.00		TL	:	140.00

- 보강철근 (Est = 200000.00 MPa)

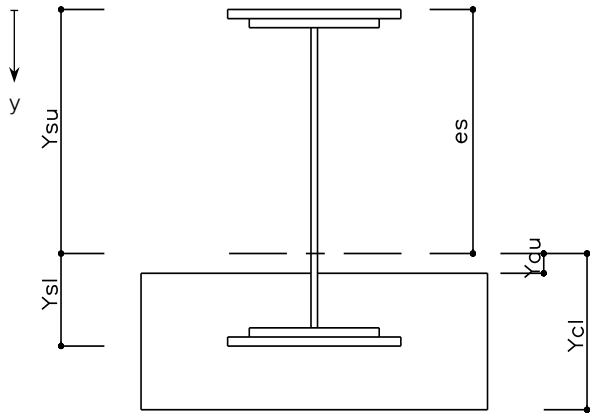
1단 보강철근
종류: H16 배치간격: 120 ㎜ 덮개: 60 ㎜

2단 보강철근
종류: H16 배치간격: 120 ㎜ 덮개: 240 ㎜

- 주요 재료물성치

fck	: 구체 콘크리트의 설계기준강도	30	MPa
fck1	: 하부케이싱 콘크리트의 설계기준강도	45	MPa
nsl	: 강재와 구체 콘크리트와의 탄성계수비	7.2	
nsl1	: 강재와 하부케이싱 콘크리트와의 탄성계수비	6.4	
nrb	: 강재와 보강철근과의 탄성계수비	1.0	
nca	: 보강철근과 구체 콘크리트와의 탄성계수비	7.0	
nca1	: 보강철근과 하부케이싱 콘크리트와의 탄성계수비	6.3	

1) 강형의 단면특성 (1차단면특성)



	b	h	A/n	y	A/n×y	A/n×(y-es)^2	Io
플랜지Con'c	700	300	32682	1010	33008661	2992621674	245113821
U2.flg	400	20	8000	10	80000	3890905183	266667
U1.flg	500	20	10000	30	300000	4588672514	333333
Web	15	940	14100	510	7191000	549416900	1038230000
L1.flg	500	20	10000	990	9900000	798642237	333333
L2.flg	400	20	8000	1010	8080000	732546619	266667
계			82782		58559661	13552805127	1284543821

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{58559661.2}{82781.8} =$ 707.4 mm Hs = 1020 mm (강형전체높이)

As : (환산 단면적) = 82781.8 mm^2

Ysu = -es = -707.4 mm

Ysl = Hs - es = 312.6 mm

Ycu = Hs + TL - TCSL1 - es = 152.6 mm

Ycl = Hs + TL - es = 452.6 mm

Is = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 14837348947.8 mm^4

2) 균열환산단면2차모멘트 (합성후 하중에 의한 단면력발생시)

(1) 중립축 위치 결정

- 상부 보강철근 특성치

상부 1단 보강철근 개수 : 2,000 mm / 120 mm = 16.67 EA

상부 2단 보강철근 개수 : 2,000 mm / 120 mm = 16.67 EA

철근	Arb/EA	EA	Arb	y	Arb×y
U1.REBAR	198.6	17	3310.0	1240	4104400
U2.REBAR	198.6	17	3310.0	1060	3508600
계			6620.0		7613000

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부 보강철근 중심까지 거리

: drb = 7613000 / 6620 = 1150 mm

- 강형 특성치(상부 플랜지)

상부플랜지	b	h	Asf	y	Asf×y
U2.FLG	400	20	8000	1150	9200000
U1.FLG	500	20	10000	1130	11300000
계			18000		20500000

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부플랜지 중심까지 거리

: dsf = 20500000 / 18000 = 1139 mm

- 강형 특성치(하부 플랜지)

하부플랜지	b	h	Asf'	y	Asf'×y
L1.FLG	500	20	10000	170	1700000
L2.FLG	400	20	8000	150	1200000
계			18000		2900000

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 하부플랜지 중심까지 거리

: dsf' = 2900000 / 18000 = 161 mm

- 강형 특성치(복부)

단면적 : Aw = 940 × 15 = 14100 mm^2
구체콘크리트하연에서 복부 중심까지 거리 : dw = 650 mm

- 압축연단에서 중립축까지의 거리

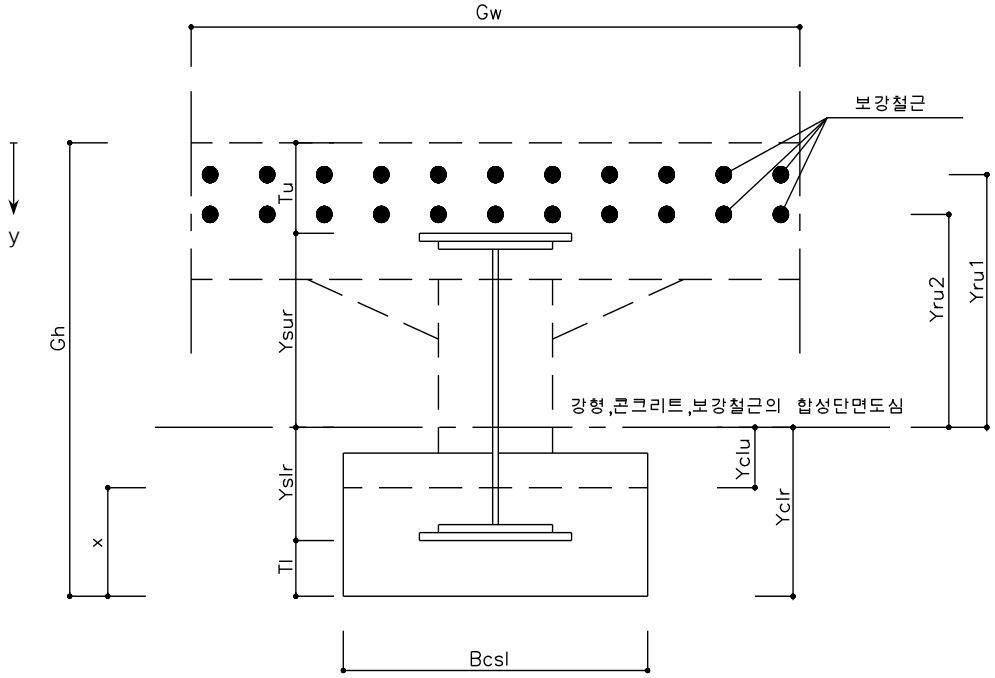
$x = \{-\alpha+\sqrt{(\alpha^2+ 2\cdot Gw\cdot\beta)}\} / Gw$ = 300 mm **: 압축부높이**

여기서, $\alpha = n\cdot Asf' + n\cdot Asf + n\cdot Aw + nrc\cdot Arb$
$= 406045.8$

$\beta = n\cdot Asf'\cdot dsf' + n\cdot Asf\cdot dsf + n\cdot Aw\cdot dw + nrc\cdot Arb\cdot drb$
$= 286841610.5$

: 압축부 높이가 하부케이싱 높이를 초과하나, 복부는 고려하지 않으므로 하부케이싱 높이만 고려

(2) 압축부콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (균열단면)



	b	h	A/nsl(nrb)	y	A/n×y	A/n×(y-es)^2	Io
U2.flg	400	20	8000	150	1200000	3238496718	266667
U1.flg	500	20	10000	170	1700000	3797621518	333333
Web	15	940	14100	650	9165000	261747325	1038230000
L1.flg	500	20	10000	1130	11300000	1181651283	333333
L2.flg	400	20	8000	1150	9200000	1058521523	266667
U1.REBAR			3229	60	193756	1703234969	0
U2.REBAR			3229	240	775024	963572869	0
케이싱Con'c	700	300	32682	1150	37584119	4324304244	245113821
Web(공제)	15	120	-251	1060	-265767	-18789223	-300869
L1.FLG(공제)	500	20	-1393	1130	-1573989	-164593425	-46430
L2.FLG(공제)	400	20	-1114	1150	-1281477	-147442553	-37144
계			86482		67996666	16198325248	1284159377

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{67,996,666}{86,482} =$ 786 mm Hs = 980 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −646 mm

Yslr = Hs + Ysur = 334 mm

Ycur = GH − x − es = 214 mm

Yclr = Ysur + x = 514 mm

Yru1 = = −726 mm

Yru2 = = −546 mm

Ivr = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 17482484625 mm^4

(3) 전체콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (비균열단면)

	b	h	A/nsl(nrb)	y	A/n×y	A/n×(y-es)^2	Io
U2.flg	400	20	8000	150	1200000	917840718	266667
U1.flg	500	20	10000	170	1700000	1015813576	333333
Web	15	940	14100	650	9165000	366766173	1038230000
L1.flg	500	20	10000	1130	11300000	4112422131	333333
L2.flg	400	20	8000	1150	9200000	3498347848	266667
U1.REBAR	0	0	3229	60	193756	593537525	0
U2.REBAR	0	0	3229	240	775024	199765104	0
케이싱Con'c	700	300	32682	1150	37584119	14291556781	245113821
복부	300	570	23819	565	13457603	138598949	644893094
헌치부	300	150	6268	330	2068472	157902750	7835120
슬래브	2000	280	78003	140	10920417	9485509557	509619449
U1.FLG(공제)	400	20	-1114	150	-167149	-127846979	-37144
U2.FLG(공제)	500	20	-1393	170	-236795	-141493719	-46430
Web(공제)	15	940	-1964	650	-1276602	-51087238	-144616126
L1.FLG(공제)	500	20	-1393	1130	-1573989	-572823515	-46430
L2.FLG(공제)	400	20	-1114	1150	-1281477	-487288476	-37144
계			190352		93028379	33397521184	2302108208

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{93,028,379}{190,352} =$ 489 mm Hs = 980 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −349 mm

Yslr = Hs + Ysu1 = 631 mm

Ycur = −es = −489 mm

Yclr = GH + es = 811 mm

Yru1 = Ycur + 1단철근덮개 = −429 mm

Yru2 = Ycur + 2단철근덮개 = −249 mm

Ivr = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 35699629393 mm^4

3) 휨응력검토(부모멘트검토)

(1) 단면력 집계

구분	단위	적용치
Msf : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	104.04
Msc : 합성후 사용하중에 의한 모멘트	kN·m	-2012.66
Vsf : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	218.20
Vsc : 합성후 사용하중에 의한 전단력	kN	901.94

(2) 단면특성치 집계

구분	Iv	Ysu	Ysl	Ycu	Ycl	Yr1	Yr2	A	nsl	nrb
①	14837348948	-707	313	153	453	-	-	82782	6.4	-
②	17482484625	-646	334	214	514	-726	-546	86482	7.2	1.0

① 합성전 (구체콘크리트)

fsu = Msc·Ysu / Ivr = −4.96 MPa

fsl = Msc·Ysl / Ivr = 2.19 MPa

fcl = Msc·Yclr / Ivr / nsl = 0.49 MPa

② 합성후 (추가고정하중, 활하중, 기타 – 압축부콘크리트만 고려된 합성후단면으로 검토)

fsu = Msc·Ysur / Ivr = 74.40 MPa

fsl = Msc·Yslr / Ivr = −38.42 MPa

fcl = Msc·Yclr / Ivr / nsl = −8.24 MPa

fru1 = Msc·Yru1 / Ivr / nrb = 81.57 MPa

fru2 = Msc·Yru2 / Ivr / nrb = 61.35 MPa

(3) 응력의 검토

LOAD CASE	Steel		콘크리트	상단철근	
	fsu	fsl	fcl	fru1	fru2
① 합성전고정하중	−4.96	2.19	0.49	–	–
② 합성후하중	74.40	−38.42	−8.24	81.57	61.35

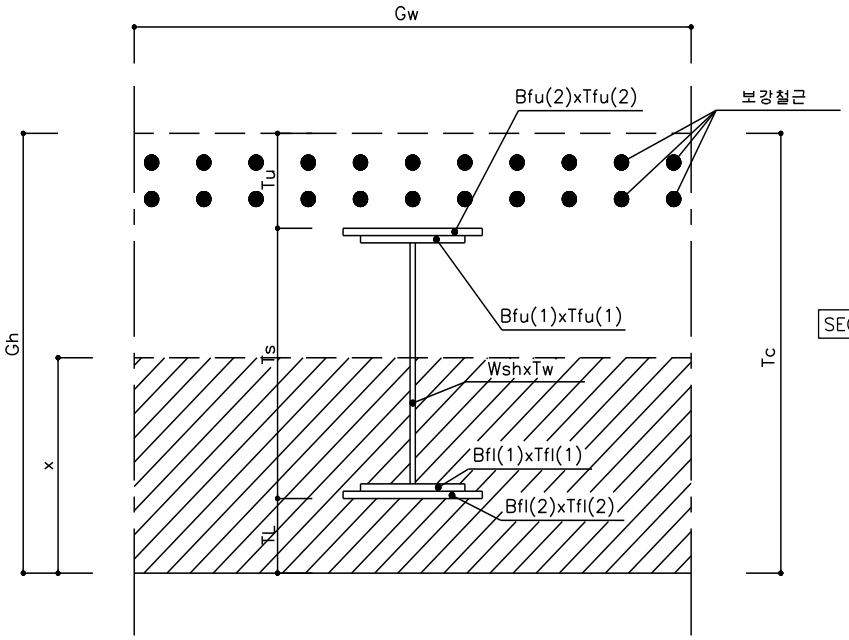
※ (+) : 인장응력을 받는 하면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 정모멘트 작용시)

(–) : 인장응력을 받는 상면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 부모멘트 작용시)

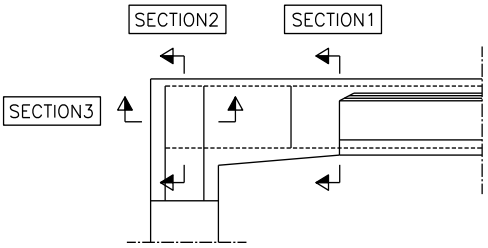
LOAD COMBINATIONS		Steel		콘크리트	상단철근	
		fsu	fsl	fcl	fru1	fru2
∑(①)		−4.96	2.19	0.49	–	–
Allowable	Ten.	215.00	215.00	3.35	–	–
	Com.	−215.00	−215.00	−18.00	–	–
∑(①~②)		69.44	−36.23	−7.74	81.57	61.35
Allowable	Ten.	215.00	215.00	3.35	160.00	160.00
	Com.	−215.00	−215.00	−18.00	–	–
검토		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

※ 압축:–, 인장:+

12 .5 SECTION2 균열단면 검토



– 우각부 단면 검토



– 콘크리트 단면 [형고(GH) = 1700 mm] : 헌치높이 = 400 mm

상부 구체 GW : 2000.00
TC : 1700.00

– 강형 단면

상부 플랜지	┌ BFU(1)	:	500.00	하부 플랜지	┌ BFL(1)	:	500.00
	| BFU(2)	:	0.00		| BFL(2)	:	0.00
	| TFU(1)	:	20.00		| TFL(1)	:	20.00
	└ TFU(2)	:	0.00		└ TFL(2)	:	0.00
복부	┌ TW	:	15.00	덮개	┌ TU	:	160.00
	└ WSH	:	940.00		| TL	:	560.00
					└ TS	:	980.00

– 보강철근 (Est = 200000.00 MPa)

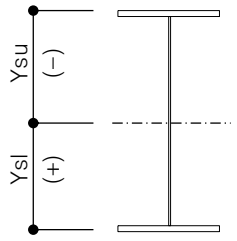
1단 보강철근

종류: H25 배치간격: 125 ㎜ 덮개: 80 ㎜

– 주요 재료물성치

fck	:	구체 콘크리트의 설계기준강도	30	MPa
nsl	:	강재와 구체 콘크리트와의 탄성계수비	7.2	
nrb	:	강재와 보강철근과의 탄성계수비	1.0	
nca	:	보강철근과 구체콘크리트와의 탄성계수비	7.0	

1) 강형의 단면특성 (1차단면특성)



	b	h	A	y	A×y	A×y²	Io
U2.flg	0	0	0	-490	0	0	0
U1.flg	500	20	10000	-480	-4800000	2304000000	333333
Web	15	940	14100	0	0	0	1038230000
L1.flg	500	20	10000	480	4800000	2304000000	333333
L2.flg	0	0	0	490	0	0	0
계			34100		0	4608000000	1038896667

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{0.0}{34100.0} =$ 0.0 mm Hs = 980 mm (강형전체높이)

As : (강형의 단면적) = 34100.0 mm^2

Ysu = -Hs/2 - es = -490.0 mm

Ysl = Hs/2 - es = 490.0 mm

Is = $\sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times es^2$ = 5646896666.7 mm^4

2) 균열환산단면2차모멘트 (합성후 하중에 의한 단면력발생시)

(1) 중립축 위치 결정

- 상부 보강철근 특성치

상부 1단 보강철근 개수 : 2,000 mm / 125 mm = 16 EA

상부 2단 보강철근 개수 : 2,000 mm / 0 mm = 0 EA

철근	Arb/EA	EA	Arb	y	Arb×y
U1.REBAR	506.7	16	8107.2	1620	13133664
U2.REBAR	794.2	0	0.0	1700	0
계			8107.2		13133664

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부 보강철근 중심까지 거리

: drb = 13133664 / 8107 = 1620 mm

- 강형 특성치(상부 플랜지)

상부플랜지	b	h	Asf	y	Asf×y
U2.FLG	0	0	0	1540	0
U1.FLG	500	20	10000	1530	15300000
계			10000		15300000

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부플랜지 중심까지 거리

: dsf = 15300000 / 10000 = 1530 mm

- 강형 특성치(하부 플랜지)

하부플랜지	b	h	Asf'	y	Asf'×y
L1.FLG	500	20	10000	570	5700000
L2.FLG	0	0	0	560	0
계			10000		5700000

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 하부플랜지 중심까지 거리

: dsf' = 5700000 / 10000 = 570 mm

- 강형 특성치(복부)

단면적 : Aw = 940 × 15 = 14100 mm^2
구체콘크리트하연에서 복부 중심까지 거리 : dw = 1,050 mm

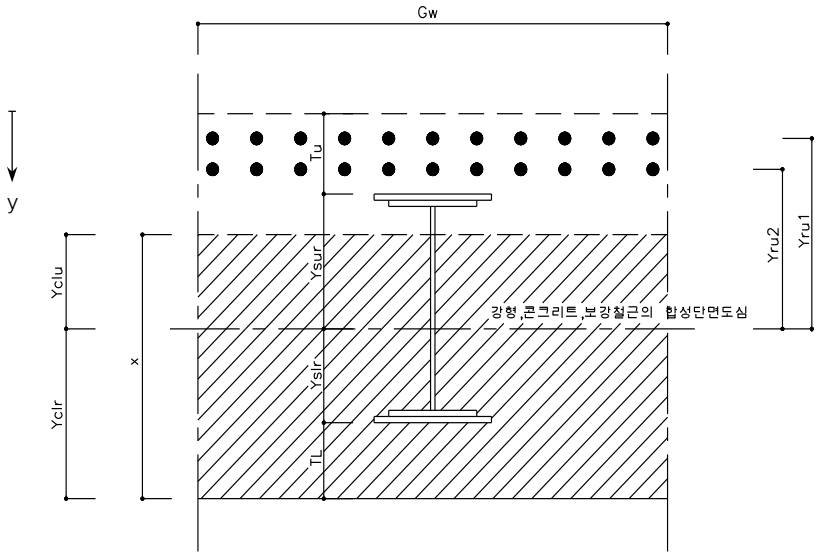
- 압축연단에서 중립축까지의 거리

$x = \{-\alpha+\sqrt{(\alpha^2+ 2\cdot Gw\cdot\beta)}\} / Gw$ = 459 mm **: 압축부높이**

여기서, $\alpha = n\cdot Asf' + n\cdot Asf + n\cdot Aw + nrc\cdot Arb$
= 301594.9

$\beta = n\cdot Asf'\cdot dsf' + n\cdot Asf\cdot dsf + n\cdot Aw\cdot dw + nrc\cdot Arb\cdot drb$
= 348748705.4

(2) 압축부콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (균열단면)



	b	h	A/nsl(nrb)	y	A/n×y	A/n×(y-es)^2	Io
U2.flg	0	0	0	160	0	0	0
U1.flg	500	20	10000	170	1700000	11507425586	333333
Web	15	940	14100	650	9165000	4953681555	1038230000
L1.flg	500	20	10000	1130	11300000	127073074	333333
L2.flg	0	0	0	1140	0	0	0
U1.REBAR			7909	80	632757	10693067477	0
U2.REBAR			0	0	0	0	0
Con'c	2000	459	127786	1471	187928287	6638320697	2240585238
Web(공제)	15	-121	253	1741	441146	62834023	310744
L1.FLG(공제)	500	20	-1393	1130	-1573989	-17700139	-46430
L2.FLG(공제)	0	0	0	1140	0	0	0
계			168656		209593202	33964702273	3279746218

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{209,593,202}{168,656} =$ 1,243 mm Hs = 980 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −1,083 mm

Yslr = Hs + Ysur = −103 mm

Ycur = TC − x − es = −1 mm

Yclr = Ycur + x = 457 mm

Yru1 = = −1,163 mm

Yru2 = = 0 mm

Ivr = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 37244448492 mm^4

(3) 전체콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (비균열단면)

	b	h	A/nsl(nrb)	y	A/n×y	A/n×(y-es)^2	Io
U2.flg	0	0	0	160	0	0	0
U1.flg	500	20	10000	170	1700000	4311069743	333333
Web	15	940	14100	650	9165000	439681699	1038230000
L1.flg	500	20	10000	1130	11300000	920592241	333333
L2.flg	0	0	0	1140	0	0	0
U1.REBAR	0	0	7909	80	632757	4408677175	0
U2.REBAR	0	0	0	0	0	0	0
Con'c	2000	1700	473590	850	402551077	259598677	114056138535
U1.FLG(공제)	0	0	0	160	0	0	0
U2.FLG(공제)	500	20	-1393	170	-236795	-600493346	-46430
Web(공제)	15	940	-1964	650	-1276602	-61243717	-144616126
L1.FLG(공제)	500	20	-1393	1130	-1573989	-128230242	-46430
L2.FLG(공제)	0	0	0	1140	0	0	0
계			510849		422261449	9549652231	114950326215

$$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{422,261,449}{510,849} = 827 \text{ mm} \qquad Hs = 980 \text{ mm}$$

(강형전체높이)

Ysur = TU − es = −667 mm

Yslr = Hs + Ysu1 = 313 mm

Ycur = −es = −827 mm

Yclr = TC + es = 873 mm

Yru1 = Ycur + 1단철근덮개 = −747 mm

Yru2 = Ycur + 2단철근덮개 = −827 mm

$Ivr = \sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 124499978446 mm^4

(4) 전체콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (비균열단면_헌치비고려)

- 연결부가 우각부 내에 존재할때 연결부 이음검토용 단면특성

	b	h	A/nsl(nrb)	y	A/n×y	A/n×(y-es)^2	Io
U2.flg	0	0	0	160	0	0	0
U1.flg	500	20	10000	170	1700000	2304000000	333333
Web	15	940	14100	650	9165000	0	1038230000
L1.flg	500	20	10000	1130	11300000	2304000000	333333
L2.flg	0	0	0	1140	0	0	0
U1.REBAR	0	0	0	80	0	0	0
U2.REBAR	0	0	0	0	0	0	0
Con'c	2000	1300	362157	650	235401841	0	51003732213
U1.FLG(공제)	0	0	0	160	0	0	0
U2.FLG(공제)	500	20	-1393	170	-236795	-320926534	-46430
Web(공제)	15	940	-1964	650	-1276602	0	-144616126
L1.FLG(공제)	500	20	-1393	1130	-1573989	-320926534	-46430
L2.FLG(공제)	0	0	0	1140	0	0	0
계			391507		254479455	3966146933	51897919893

$$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{254,479,455}{391,507} = 650 \text{ mm} \qquad Hs = 980 \text{ mm}$$

(강형전체높이)

Ysur = TU − es = −490 mm
Yslr = Hs + Ysu1 = 490 mm

Ycur = −es = −650 mm
Yclr = TC + es = 650 mm

Yru1 = Ycur + 1단철근덮개 = −570 mm
Yru2 = Ycur + 2단철근덮개 = −650 mm

Ivr = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 55864066826 mm^4

3) 휨응력검토

(1) 단면력 집계

구분		단위	적용치
Msf	: 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	−455.16
Msc	: 합성후 사용하중에 의한 모멘트	kN·m	−3831.32
Vsf	: 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	301.06
Vsc	: 합성후 사용하중에 의한 전단력	kN	1206.52

(2) 단면특성치 집계

구분	Iv	Ysu	Ysl	Ycu	Ycl	Yr1	Yr2	A	nsl	nrb
①	5646896667	−490	490	−	−	−	−	34100	−	−
②	37244448492	−1,083	−103	−1	457	−1,163	0	168656	7.2	1.0

① 합성전 (구체콘크리트)

fsu = Msc·Ysu / Ivr = 39.50 MPa
fsl = Msc·Ysl / Ivr = −39.50 MPa

② 합성후 (추가고정하중, 활하중, 기타 – 압축부콘크리트만 고려된 합성후단면으로 검토)

fsu = Msc·Ysur / Ivr = 111.38 MPa
fsl = Msc·Yslr / Ivr = 10.57 MPa

fcl = Msc·Yclr / Ivr / nsl = −6.55 MPa

fru1 = Msc·Yru1 / Ivr / nrb = 116.69 MPa
fru2 = Msc·Yru2 / Ivr / nrb = 0.00 MPa

(3) 응력의 검토

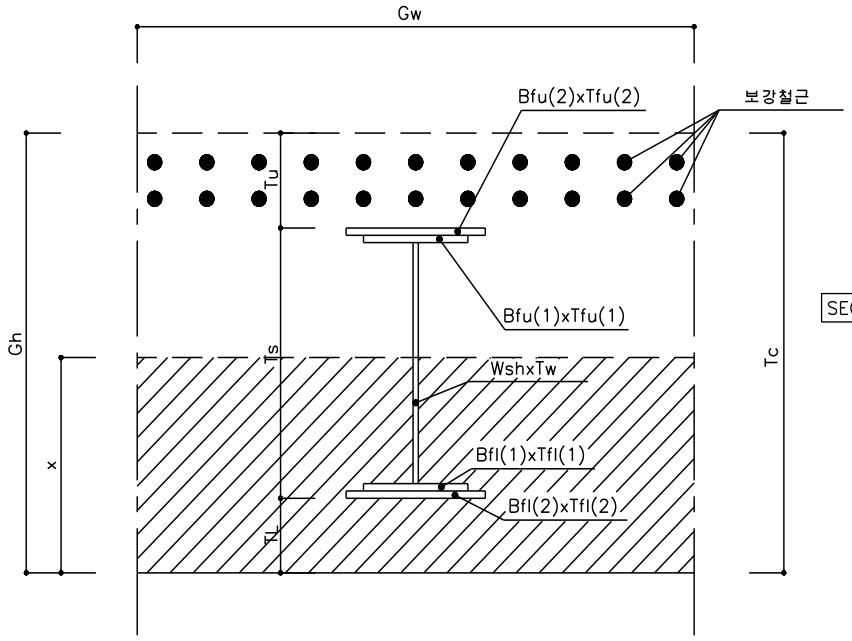
LOAD CASE	Steel		콘크리트	상단철근	
	fsu	fsl	fcl	fru1	fru2
① 합성전고정하중	39.50	-39.50	-	-	-
② 합성후하중	111.38	10.57	-6.55	116.69	0.00

※ (+) : 인장응력을 받는 하면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 정모멘트 작용시)
(-) : 인장응력을 받는 상면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 부모멘트 작용시)

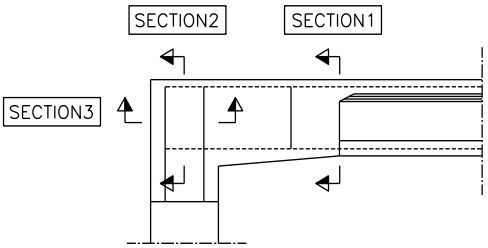
LOAD COMBINATIONS		Steel		콘크리트	상단철근	
		fsu	fsl	fcl	fru1	fru2
∑(①)		39.50	-39.50	-	-	-
Allowable	Ten.	215.00	215.00	-	-	-
	Com.	-215.00	-215.00	-	-	-
∑(①~②)		150.88	-28.93	-6.55	116.69	0.00
Allowable	Ten.	215.00	215.00	3.35	160.00	160.00
	Com.	-215.00	-215.00	-18.00	-	-
검토		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

※ 압축:-, 인장:+

12 .6 SECTION3 균열단면 검토



– 우각부 단면 검토



– 콘크리트 단면 [형고(GH) = 1433.333 mm]

상부 구체

GW	:	2000.00	
TC	:	1433.33	

– 강형 단면

상부 플랜지	┌ BFU(1)	:	500.00	하부 플랜지	┌ BFL(1)	:	500.00
	| BFU(2)	:	0.00		| BFL(2)	:	0.00
	| TFU(1)	:	20.00		| TFL(1)	:	20.00
	└ TFU(2)	:	0.00		└ TFL(2)	:	0.00
복부	┌ TW	:	15.00	덮개	┌ TU	:	300.00
	└ WSH	:	793.33		| TL	:	300.00
					└ TS	:	833.33

– 보강철근 (Est = 200000.00 MPa)

1단 보강철근

종류: H25 배치간격: 125 ㎜ 덮개: 100 ㎜

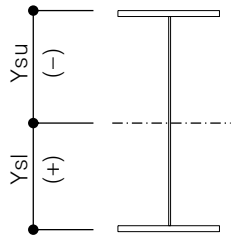
2단 보강철근

종류: H22 배치간격: 125 ㎜ 덮개: 200 ㎜

– 주요 재료물성치

fck	:	구체 콘크리트의 설계기준강도	30	MPa
nsl	:	강재와 구체 콘크리트와의 탄성계수비	7.2	
nrb	:	강재와 보강철근과의 탄성계수비	1.0	
nca	:	보강철근과 구체콘크리트와의 탄성계수비	7.0	

1) 강형의 단면특성 (1차단면특성)



	b	h	A	y	A×y	A×y²	Io
U2.flg	0	0	0	-417	0	0	0
U1.flg	500	20	10000	-407	-4066665	1653776422	333333
Web	15	793	11900	0	0	0	624132176
L1.flg	500	20	10000	407	4066665	1653776422	333333
L2.flg	0	0	0	417	0	0	0
계			31900		0	3307552844	624798843

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{0.0}{31900.0} =$ 0.0 mm Hs = 833 mm (강형전체높이)

As : (강형의 단면적) = 31900.0 mm^2

Ysu = -Hs/2 - es = -416.7 mm

Ysl = Hs/2 - es = 416.7 mm

Is = $\sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times es^2$ = 3932351687.4 mm^4

2) 균열환산단면2차모멘트 (합성후 하중에 의한 단면력발생시)

(1) 중립축 위치 결정

- 상부 보강철근 특성치

상부 1단 보강철근 개수 : 2,000 mm / 125 mm = 16 EA

상부 2단 보강철근 개수 : 2,000 mm / 125 mm = 16 EA

철근	Arb/EA	EA	Arb	y	Arb×y
U1.REBAR	506.7	16	8107.2	1333	10809597
U2.REBAR	387.1	16	6193.6	1233	7638771
계			14300.8		18448369

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부 보강철근 중심까지 거리

: drb = 18448369 / 14301 = 1290 mm

- 강형 특성치(상부 플랜지)

상부플랜지	b	h	Asf	y	Asf×y
U2.FLG	0	0	0	1133	0
U1.FLG	500	20	10000	1123	11233330
계			10000		11233330

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부플랜지 중심까지 거리

: dsf = 11233330 / 10000 = 1123 mm

- 강형 특성치(하부 플랜지)

하부플랜지	b	h	Asf'	y	Asf'×y
L1.FLG	500	20	10000	310	3100000
L2.FLG	0	0	0	300	0
계			10000		3100000

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 하부플랜지 중심까지 거리

: dsf' = 3100000 / 10000 = 310 mm

- 강형 특성치(복부)

단면적 : Aw = 793 × 15 = 11900 mm^2
구체콘크리트하연에서 복부 중심까지 거리 : dw = 717 mm

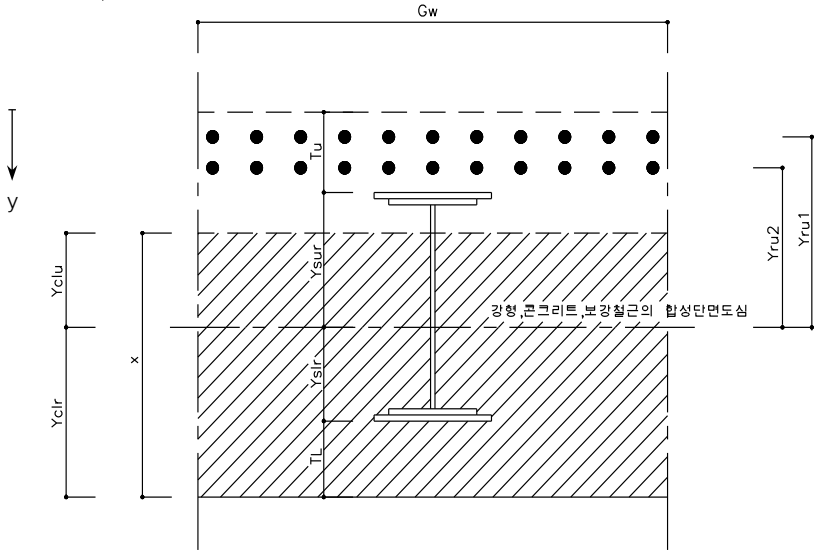
- 압축연단에서 중립축까지의 거리

$x = \{-\alpha+\sqrt{(\alpha^2+ 2\cdot Gw\cdot\beta)}\} / Gw$ = 403 mm **: 압축부높이**

여기서, $\alpha = n\cdot Asf' + n\cdot Asf + n\cdot Aw + nrc\cdot Arb$
= 329181.2

$\beta = n\cdot Asf'\cdot dsf' + n\cdot Asf\cdot dsf + n\cdot Aw\cdot dw + nrc\cdot Arb\cdot drb$
= 295080151.9

(2) 압축부콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (균열단면)



	b	h	A/nsl(nrb)	y	A/n×y	A/n×(y-es)^2	Io
U2.flg	0	0	0	300	0	0	0
U1.flg	500	20	10000	310	3100000	5198340350	333333
Web	15	793	11900	717	8528328	1175749407	624132176
L1.flg	500	20	10000	1123	11233330	85262749	333333
L2.flg	0	0	0	1133	0	0	0
U1.REBAR			7909	100	790946	6855543283	0
U2.REBAR			6043	200	1208507	4172691599	0
Con'c	2000	403	112271	1232	138298939	4528335722	1519562883
Web(공제)	15	83	-173	1072	-185895	-289178	-99591
L1.FLG(공제)	500	20	-1393	1123	-1564702	-11876336	-46430
L2.FLG(공제)	0	0	0	1133	0	0	0
계			156557		161409453	22003757596	2144215704

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{161,409,453}{156,557} =$ 1,031 mm Hs = 833 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −731 mm

Yslr = Hs + Ysur = 102 mm

Ycur = TC − x − es = −1 mm

Yclr = Ycur + x = 402 mm

Yru1 = = −931 mm

Yru2 = = −831 mm

Ivr = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 24147973301 mm^4

(3) 전체콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (비균열단면)

	b	h	A/nsl(nrb)	y	A/n×y	A/n×(y-es)^2	Io
U2.flg	0	0	0	300	0	0	0
U1.flg	500	20	10000	310	3100000	1509440121	333333
Web	15	793	11900	717	8528328	3920715	624132176
L1.flg	500	20	10000	1123	11233330	1804702162	333333
L2.flg	0	0	0	1133	0	0	0
U1.REBAR	0	0	7909	100	790946	2833330910	0
U2.REBAR	0	0	6043	200	1208507	1501675134	0
Con'c	2000	1433	399301	717	286165550	131558436	68361754377
U1.FLG(공제)	0	0	0	300	0	0	0
U2.FLG(공제)	500	20	-1393	310	-431802	-210251469	-46430
Web(공제)	15	793	-1658	717	-1187920	-546120	-86936014
L1.FLG(공제)	500	20	-1393	1123	-1564702	-251378823	-46430
L2.FLG(공제)	0	0	0	1133	0	0	0
계			440709		307842238	7322451065	68899524345

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{307,842,238}{440,709} =$ 699 mm Hs = 833 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −399 mm

Yslr = Hs + Ysu1 = 435 mm

Ycur = −es = −699 mm

Yclr = TC + es = 735 mm

Yru1 = Ycur + 1단철근덮개 = −599 mm

Yru2 = Ycur + 2단철근덮개 = −499 mm

Ivr = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 76221975410 mm^4

3) 휨응력검토

(1) 단면력 집계

구분	단위	적용치
Msf : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-435.94
Msc : 합성후 사용하중에 의한 모멘트	kN·m	-3984.34
Vsf : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	79.76
Vsc : 합성후 사용하중에 의한 전단력	kN	513.77

(2) 단면특성치 집계

구분	Iv	Ysu	Ysl	Ycu	Ycl	Yr1	Yr2	A	nsl	nrb
①	3932351687	-417	417	-	-	-	-	31900	-	-
②	24147973301	-731	102	-1	402	-931	-831	156557	7.2	1.0

① 합성전 (구체콘크리트)

fsu = Msc·Ysu / Ivr = 46.19 MPa

fsl = Msc·Ysl / Ivr = -46.19 MPa

② 합성후 (추가고정하중, 활하중, 기타 – 압축부콘크리트만 고려된 합성후단면으로 검토)

fsu = Msc·Ysur / Ivr = 120.61 MPa

fsl = Msc·Yslr / Ivr = −16.89 MPa

fcl = Msc·Yclr / Ivr / nsl = −9.25 MPa

fru1 = Msc·Yru1 / Ivr / nrb = 149.86 MPa

fru2 = Msc·Yru2 / Ivr / nrb = 133.77 MPa

(3) 응력의 검토

LOAD CASE	Steel		콘크리트	상단철근	
	fsu	fsl	fcl	fru1	fru2
① 합성전고정하중	46.19	−46.19	–	–	–
② 합성후하중	120.61	−16.89	−9.25	149.86	133.77

※ (+) : 인장응력을 받는 하면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 정모멘트 작용시)

(–) : 인장응력을 받는 상면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 부모멘트 작용시)

LOAD COMBINATIONS		Steel		콘크리트	상단철근	
		fsu	fsl	fcl	fru1	fru2
∑(①)		46.19	−46.19	–	–	–
Allowable	Ten.	215.00	215.00	–	–	–
	Com.	−215.00	−215.00	–	–	–
∑(①~②)		166.80	−63.08	−9.25	149.86	133.77
Allowable	Ten.	215.00	215.00	3.35	160.00	160.00
	Com.	−215.00	−215.00	−18.00	–	–
검토		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

※ 압축:–, 인장:+

12 . 7 기타검토

* 부재력 및 단면특성의 조합

- **응력**

<단위 : MPa>

STEP	조건	강형 상면응력	강형 하면응력	하부케이싱 상면응력	하부케이싱 하면응력	하중	비고
		fsu	fsl	fcu	fcl		
1	프리플렉션 하중	-255.60	255.60	-	-	P.F 하중	접합면 용접설계

- **전단력**

<단위 : kN>

STEP	조건	각 SECTION 별 전단력				하중	비고
		SECTION 1	SECTION 8	SECTION 25	SECTION 32		
1	프리플렉션 하중	1208.77	0.00	0.00	1208.77	P.F 하중	접합면 용접설계, 전단응력 검토
6	합성전	218.18	109.10	109.10	218.18	거더자중 및 바닥판	
7	합성후	901.94	580.76	580.76	901.94	추가고정 +활하중	
-	활하중	519.56	308.45	308.45	519.56	DB+DL+ 보도활하중	

14.7.1 전단연결재

1) 정모멘트부

(1) 하부 플랜지에 설치되는 전단연결재

① 릴리즈에 의한 전단응력

○ 하부케이싱 콘크리트 평균응력

fcm = | fcu + fcl | / 2

▸ fcu : 하부케이싱 콘크리트 상연응력 (MPa)
fcl : 하부케이싱 콘크리트 하연응력 (MPa)

○ 수평전단력

V = fcm × Acn

▸ Acn : 하부케이싱 콘크리트 순단면적 (mm^2)

○ 전단흐름

fm = V / (전단흐름 발생길이)

▸ 전단흐름 발생길이 : 계산지간 / 4 = 4.00 m

○ 강재와 하부케이싱 콘크리트 사이의 전단응력

τ = fm / Ls

▸ Ls : 하부플랜지 주변길이 (mm)

NO.	단면 TYPE	fcu (MPa)	fcl (MPa)	fcm (MPa)	Acn (mm^2)	V (kN)	fm (kN/m)	Ls (mm)	τ (MPa)
1	1	-1.01	-2.88	1.95	200200	389.80	97.45	1080.00	0.09
2	1	-2.02	-5.77	3.89	200200	779.60	194.90	1080.00	0.18
3	2	-3.03	-8.65	5.84	200200	1169.40	292.35	1080.00	0.27
4	2	-4.04	-11.54	7.79	200200	1559.20	389.80	1080.00	0.36
5	2	-5.05	-14.42	9.74	200200	1949.00	487.25	1080.00	0.45
6	3	-6.06	-17.31	11.68	200200	2338.81	584.70	1080.00	0.54
7	3	-7.07	-20.19	13.63	200200	2728.61	682.15	1080.00	0.63
8	3	-8.08	-23.08	15.58	200200	3118.41	779.60	1080.00	0.72
9	3	-8.08	-23.08	15.58	200200	3118.41	779.60	1080.00	0.72
10	3	-8.08	-23.08	15.58	200200	3118.41	779.60	1080.00	0.72
11	3	-8.08	-23.08	15.58	200200	3118.41	779.60	1080.00	0.72
12	3	-8.08	-23.08	15.58	200200	3118.41	779.60	1080.00	0.72
13	3	-8.08	-23.08	15.58	200200	3118.41	779.60	1080.00	0.72
14	3	-8.08	-23.08	15.58	200200	3118.41	779.60	1080.00	0.72
15	3	-8.08	-23.08	15.58	200200	3118.41	779.60	1080.00	0.72
16	3	-8.08	-23.08	15.58	200200	3118.41	779.60	1080.00	0.72

② 전단연결재의 배치

[철도교설계기준(노반편), P9-115]

○ 사용스터트 종류

구 분	TYPE1	TYPE2	TYPE3	단위
Stud 직경 (d)	22	22	22	mm
Stud 길이 (H)	60	60	60	mm

○ 콘크리트와 하부플랜지 사이의 부착응력

$\tau oa = 0.13 \times \sqrt{(fci')}$

▸ 콘크리트 초기강도 : fci' = 40.5 MPa

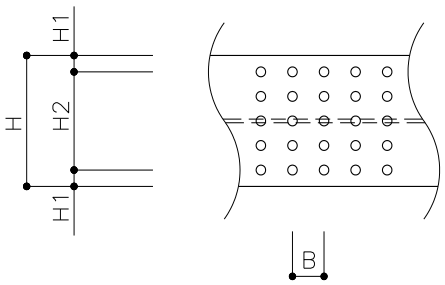
부착응력 : τoa = 0.83 MPa

☞ $\tau oa \geq \tau$ 이면 작용전단력의 1/3이상 전단연결재가 부담하도록 설계

$\tau oa < \tau$ 이면 전단력 모두 전단연결재가 부담하도록 설계

○ 소요개수 및 배치간격

Req'N = fm / Qa



▸ Qa : 전단연결재 1개의 내력

$Qa = 9.5 \times d^2 \times \sqrt{(fci')}$ (H/d ≥ 5.5)

$Qa = 1.74 \times d \times H \times \sqrt{(fci')}$ (H/d < 5.5)

구 분	TYPE1	TYPE2	TYPE3	단위
H / d	2.73	2.73	2.73	
Qa	14532.74	14532.74	14532.74	N/EA

▸ B : 교축방향 배치간격 (cm)

NO.	단면 TYPE	τ : τoa	소요개수 (EA/m)	교축직각방향 배치간격 (mm)			교축방향 배치간격	배치개수 (EA/m)	비고
				H	H1	H2			
1	1	1/3	2.24	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
2	1	1/3	4.47	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
3	2	1/3	6.71	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
4	2	1/3	8.94	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
5	2	1/3	11.18	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
6	2	1/3	13.41	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
7	2	1/3	15.65	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
8	2	1/3	17.88	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
9	2	1/3	17.88	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
10	2	1/3	17.88	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
11	2	1/3	17.88	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
12	2	1/3	17.88	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
13	2	1/3	17.88	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
14	2	1/3	17.88	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
15	2	1/3	17.88	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
16	2	1/3	17.88	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K

○ STUD 배치 및 간격 검토 [철도교설계기준(노반편), P9-115]

STUD의 최대간격
하부케이싱 콘크리트 두께의 3배 (3 × 300 = 900 mm) 이고 60 mm 이하
☞ 200 mm 이하 사용 O.K

STUD의 최소간격
교축방향 : 5 × d = 110 mm or 100 mm ☞ 200 mm 사용 O.K
교축직각방향 : d + 30 = 52 mm ☞ 100 mm 사용 O.K
최소연단순간격 : 25 mm < 50 - 22 / 2 = 39 mm 사용 O.K

③ 전단연결재의 피로설계

○ 수평전단력 범위

$Sr = Vr \times Q / I$

▸ Sr : 설계대상 단면의 슬래브와 주거더 사이의 수평전단력 범위 (N/mm)
Vr : 충격을 포함하는 활하중에 대한 전단력의 범위 (N)
Q : 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트(mm^2)
I : 합성단면의 단면2차모멘트(mm^4)

$Q = Ac / n \times dvc$

▸ Ac : 하부케이싱 콘크리트 단면적 (mm^2)
n : 탄성계수비
dvc : 합성단면 도심에서 하부케이싱 콘크리트 도심까지 거리 (mm)

○ 허용수평전단력 범위

$Zr = \beta \times d^2 =$ 39 × 22 ^{2} = 18876.00 N

▸ Zr : 전단연결재의 허용수평전단력 범위 (N)
β : 39 (하중 반복회수 : 2,000,000회 이상)

○ 피로를 고려한 전단연결재의 필요간격

$d0 = \sum Zr / Sr$

▸ d0 : 전단연결재의 간격 (mm)
∑ Zr : ∑ Zr = n × Zr (N)
n : 한 단면에 설치된 전단연결재의 총 개수

○ 피로설계에 의한 위치별 전단연결재 간격 검토

NO.	I (mm^4)	Q (mm^3)	Vr (N)	Sr (N/mm)	n	∑ Zr (N)	소요간격 do (mm)	배치간격 (mm)	비고
1	34978897837	20576302	519559.40	305.63	4	75504.00	247.04	200.00	O.K
2	34978897837	20576302	493595.60	290.36	4	75504.00	260.04	200.00	O.K
3	34978897837	20576302	467501.00	275.01	4	75504.00	274.55	200.00	O.K
4	34978897837	20576302	441253.80	259.57	4	75504.00	290.88	200.00	O.K
5	34978897837	20576302	414875.80	244.05	4	75504.00	309.38	200.00	O.K
6	34978897837	20576302	388410.60	228.48	4	75504.00	330.46	200.00	O.K
7	34978897837	20576302	361836.40	212.85	4	75504.00	354.73	200.00	O.K
8	34978897837	20576302	335175.00	197.17	4	75504.00	382.95	200.00	O.K
9	34978897837	20576302	308448.20	181.44	4	75504.00	416.13	200.00	O.K
10	34978897837	20576302	281677.80	165.70	4	75504.00	455.68	200.00	O.K
11	34978897837	20576302	254842.00	149.91	4	75504.00	503.66	200.00	O.K
12	34978897837	20576302	227962.60	134.10	4	75504.00	563.05	200.00	O.K
13	34978897837	20576302	201061.40	118.27	4	75504.00	638.38	200.00	O.K
14	34978897837	20576302	174160.20	102.45	4	75504.00	736.99	200.00	O.K
15	34978897837	20576302	147259.00	86.62	4	75504.00	871.62	200.00	O.K
16	34978897837	20576302	120357.80	70.80	4	75504.00	1066.44	200.00	O.K

④ 전단연결재의 극한강도검토

○ 전단연결재의 극한강도

$Vu = 0.4 \times d^2 \times \sqrt{(fck \times Ec)}$ = 0.4 × 22 ^{2} × √ (45 × 31928.43)

= 232060.05 N > Asc × fu

(Asc × fu = π /4 × 22 ^{2} × 410 = 155854.41 N)

∴Vu = 155854.41 N

▸ Vu : 전단연결재의 극한강도 (N) 단, Vu ≤ Asc × fu
d : 전단연결재 지름 (mm)
fck : 콘크리트의 28일 압축강도 (MPa)
Asc : 전단연결재의 단면적 (mm^2)
fu : 전단연결재의 인장강도 (MPa)

○ 최대 정모멘트부의 하부케이싱 콘크리트에 작용하는 힘 (P) – P1, P2 중 작은 값을 취한다.

$P1 = As \times fy$

▸ As : 덮개판을 포함하는 강재 단면의 총면적 (mm^2)
fy : 사용된 강재의 공칭항복응력 355.00 (MPa)

$P2 = 0.85 \times fck \times b \times ts$

▸ b : 하부케이싱 콘크리트 폭 (mm)
ts : 하부케이싱 콘크리트 두께 300.00 (mm)

○ 전단연결재 필요개수

$N1 = P / (\Phi \times Vu)$

▸ N1 : 최대 정모멘트부와 인접한 교대 지점부 사이의 전단연결재 필요개수
P : P1, P2중 작은 값

○ 구간별 전단연결재 필요개수 및 설치개수 검토

NO.	b (mm)	As (mm^2)	P1 (N)	P2 (N)	P (N)	필요개수 N1	설치개수	비고
1	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
2	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
3	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
4	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
5	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
6	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
7	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
8	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
9	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
10	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
11	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
12	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
13	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
14	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
15	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K
16	700	50100	17785500	8032500	8032500	40.72	320	O.K

(2) 상부 플랜지에 설치되는 전단연결재

① 합성후하중에 의한 수평전단력

$Sv = V \times Q / Iv$

- Sv : 수평전단력
- V : 합성후하중에 의한 수직전단력 (활하중 포함)
- Q : 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트
- Iv : 합성단면의 단면2차모멘트

$Q = Ac / n \times dvc$

- dvc : 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 도심까지 거리

NO.	단면 TYPE	Ac/n (mm^2)	dvc (mm)	Q (mm^3)	Iv (mm^4)	V_d+V_{l+i} (kN)	Sv (N/mm)	Ls (mm)	τ (MPa)
1	1	88902.50	349.59	31079105	34978897837	901.94	801.38	1080.00	0.74
2	1	88902.50	349.59	31079105	34978897837	862.18	766.06	1080.00	0.71
3	2	88902.50	349.59	31079105	34978897837	822.28	730.60	1080.00	0.68
4	2	88902.50	349.59	31079105	34978897837	782.26	695.05	1080.00	0.64
5	2	88902.50	349.59	31079105	34978897837	742.14	659.40	1080.00	0.61
6	2	88902.50	349.59	31079105	34978897837	701.92	623.66	1080.00	0.58
7	2	88902.50	349.59	31079105	34978897837	661.60	587.84	1080.00	0.54
8	2	88902.50	349.59	31079105	34978897837	621.22	551.96	1080.00	0.51
9	2	88902.50	349.59	31079105	34978897837	580.76	516.01	1080.00	0.48
10	2	88902.50	349.59	31079105	34978897837	540.26	480.03	1080.00	0.44
11	2	88902.50	349.59	31079105	34978897837	499.70	443.99	1080.00	0.41
12	2	88902.50	349.59	31079105	34978897837	459.12	407.93	1080.00	0.38
13	2	88902.50	349.59	31079105	34978897837	418.50	371.84	1080.00	0.34
14	2	88902.50	349.59	31079105	34978897837	377.88	335.75	1080.00	0.31
15	2	88902.50	349.59	31079105	34978897837	337.26	299.66	1080.00	0.28
16	2	88902.50	349.59	31079105	34978897837	296.64	263.57	1080.00	0.24

▸ V_d : 합성후 고정하중에의한 수직전단력, V_{l+i} : 충격을 포함한 활하중에 의한 수직전단력

② 전단연결재의 배치 [철도교설계기준(노반편), P9-115]

○ 사용스터트 종류

구 분	TYPE1	TYPE2	TYPE3	단위
Stud 직경 (d)	22	22	22	mm
Stud 길이 (H)	60	60	60	mm

○ 콘크리트와 하부플랜지 사이의 부착응력

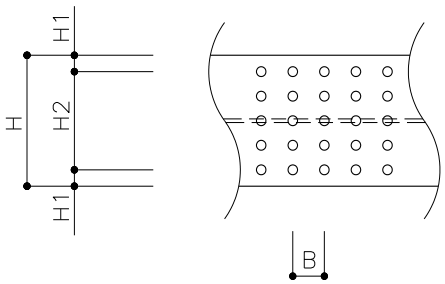
$\tau oa = 0.13 \times \sqrt{(fci')}$

- 콘크리트 초기강도 : fci' = 30.00 MPa
- 부착응력 : τoa = 0.71 MPa

☞ $\tau oa \geq \tau$ 이면 작용전단력의 1/3이상 전단연결재가 부담하도록 설계
$\tau oa < \tau$ 이면 전단력 모두 전단연결재가 부담하도록 설계

○ 소요개수 및 배치간격

Req'N = fm / Qa



▸ Qa : 전단연결재 1개의 내력

$Qa = 9.5 \times d^2 \times \sqrt{(fci')}$ (H/d ≥ 5.5)

$Qa = 1.74 \times d \times H \times \sqrt{(fci')}$ (H/d < 5.5)

구 분	TYPE1	TYPE2	TYPE3	단위
H / d	2.73	2.73	2.73	
Qa	12580.09	12580.09	12580.09	N/EA

▸ B : 교축방향 배치간격 (mm)

NO.	단면 TYPE	τ : τoa	소요개수 (EA/m)	교축직각방향 배치간격 (mm)			교축방향 배치간격	배치개수 (EA/m)	비고
				H	H1	H2			
1	1	1	63.70	400	44	6 @ 52 = 312	100	70.00	O.K
2	1	1/3	20.30	400	44	6 @ 52 = 312	100	70.00	O.K
3	2	1/3	19.36	400	44	6 @ 52 = 312	100	70.00	O.K
4	2	1/3	18.42	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
5	2	1/3	17.47	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
6	2	1/3	16.53	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
7	2	1/3	15.58	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
8	2	1/3	14.63	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
9	2	1/3	13.67	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
10	2	1/3	12.72	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
11	2	1/3	11.76	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
12	2	1/3	10.81	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
13	2	1/3	9.85	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
14	2	1/3	8.90	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
15	2	1/3	7.94	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K
16	2	1/3	6.98	400	50	3 @ 100 = 300	200	20.00	O.K

○ STUD 배치 및 간격 검토 [철도교설계기준(노반편), P9-115]

STUD의 최대간격

바닥판 콘크리트 두께의 3배 (3 × 150 = 450 mm) 이고 600 mm 이하

☞ 200 mm 이하 사용 O.K

STUD의 최소간격

교축방향 : 5 × d = 110 mm or 100 mm ☞ 100 mm 사용 O.K

교축직각방향 : d + 30 = 52 mm ☞ 52 mm 사용 O.K

최소연단순간격 : 25 mm < 44 − 22 / 2 = 33 mm 사용 O.K

③ 전단연결재의 피로설계

○ 수평전단력 범위

$Sr = Vr \times Q / I$

- Sr : 설계대상 단면의 슬래브와 주거더 사이의 수평전단력 범위 (N/mm)
- Vr : 충격을 포함하는 활하중에 대한 전단력의 범위 (N)
- Q : 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트(mm^3)
- I : 합성단면의 단면2차모멘트(mm^4)

$Q = Ac / n \times dvc$

- Ac : 바닥판 콘크리트 단면적 (mm^2)
- n : 탄성계수비
- dvc : 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 도심까지 거리 (mm)

○ 허용수평전단력 범위

$Zr = \beta \times d^2 =$ 39 × 22 ^{2} = 18876.00 kN

- Zr : 전단연결재의 허용수평전단력 범위 (kN)
- β : 39 (하중 반복회수 : 2,000,000회 이상)

○ 피로를 고려한 전단연결재의 필요간격

$d0 = \sum Zr / Sr$

- d0 : 전단연결재의 간격 (mm)
- ∑ Zr : ∑ Zr = n × Zr (kN)
- n : 한 단면에 설치된 전단연결재의 총 개수

○ 피로설계에 의한 위치별 전단연결재 간격 검토

NO.	I (mm^4)	Q (mm^3)	Vr (N)	Sr (N/mm)	n	∑ Zr (N)	소요간격 do (mm)	배치간격 (mm)	비고
1	34978897837	27268780	519559.40	405.04	7	132132.00	326.22	100.00	O.K
2	34978897837	27268780	493595.60	384.80	7	132132.00	343.38	100.00	O.K
3	34978897837	27268780	467501.00	364.45	7	132132.00	362.55	100.00	O.K
4	34978897837	27268780	441253.80	343.99	4	75504.00	219.49	200.00	O.K
5	34978897837	27268780	414875.80	323.43	4	75504.00	233.45	200.00	O.K
6	34978897837	27268780	388410.60	302.80	4	75504.00	249.36	200.00	O.K
7	34978897837	27268780	361836.40	282.08	4	75504.00	267.67	200.00	O.K
8	34978897837	27268780	335175.00	261.30	4	75504.00	288.96	200.00	O.K
9	34978897837	27268780	308448.20	240.46	4	75504.00	314.00	200.00	O.K
10	34978897837	27268780	281677.80	219.59	4	75504.00	343.84	200.00	O.K
11	34978897837	27268780	254842.00	198.67	4	75504.00	380.05	200.00	O.K
12	34978897837	27268780	227962.60	177.71	4	75504.00	424.86	200.00	O.K
13	34978897837	27268780	201061.40	156.74	4	75504.00	481.71	200.00	O.K
14	34978897837	27268780	174160.20	135.77	4	75504.00	556.11	200.00	O.K
15	34978897837	27268780	147259.00	114.80	4	75504.00	657.70	200.00	O.K
16	34978897837	27268780	120357.80	93.83	4	75504.00	804.70	200.00	O.K

2) SRC 부재에 설치되는 전단연결재(각형)

(1) 하부 플랜지에 설치되는 전단연결재

① 수평전단력 (도로교설계기준 P147)

$Sv = V \times Q / Iv$

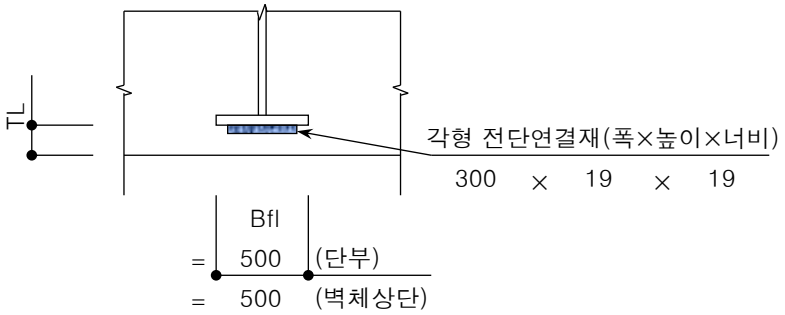
- Sv : 수평전단력
- V : 수직전단력(활하중 포함)
- Q : 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트
- Iv : 합성단면의 단면2차모멘트

$Q = Ain / nsl \times dvc$

- dvc : 합성단면 도심에서 고려하는 콘크리트 도심까지 거리
- Ain : 고려하는 콘크리트 단면적

단면 TYPE	Ain/nsl (mm²)	dvc (mm)	Q (mm²)	Iv (mm⁴)	V (kN)	Sv (N/mm)	Ll (mm)	v (MPa)
단부	156006	593	92575903	124499978446	603.26	448.57	1040	0.43
벽체상단	83575	585	48875930	76221975410	513.77	329.45	1040	0.32

② 전단연결재 제원 및 배치



A_1 (㎟)	A (㎟)	Ra	fba (MPa/EA)	Qa (N/EA)	Sv' (N/mm)	Req'N (EA/m)	배치간격 (mm/EA)	배치개수 (EA/m)	비고
5,700	280,000	5.00	22.50	128250.00	149.52	1.17	300	3.33	O.K
5,700	150,000	5.00	22.50	128250.00	109.82	0.86	300	3.33	O.K

여기서,
- A_1 : 전단연결재의 앞면적 (= 300 × 19 = 5,700 mm²)
- A : 전단연결재가 부담하는 콘크리트 면적(=TL·Bfl)
- Ra = $A / A_1 < 5$
- fba : 콘크리트의 허용지압응력(=(0.25 + 0.05·Ra)·fck)
- fck_1 : 설계기준강도 (= 45.00 MPa)
- Qa : 전단연결재의 허용전단력(=fba·A_1)
- Sv' : 부착응력을 고려한 수평전단력
  - a) voa ≥ v 이면 작용전단력의 1/3이상 전단연결재가 부담하도록 설계 ⇒(Sv' = Sv/3)
  - b) voa < v 이면 전단력 모두 전단연결재가 부담하도록 설계 ⇒(Sv' = Sv)

  여기서, voa(부착응력) = 0.13·√(fck_1) = 0.87 MPa
- Req'N : 전단연결재 소요개수(=Sv'/Qa·(1000))

③ 전단연결재의 간격검토

- 최대간격

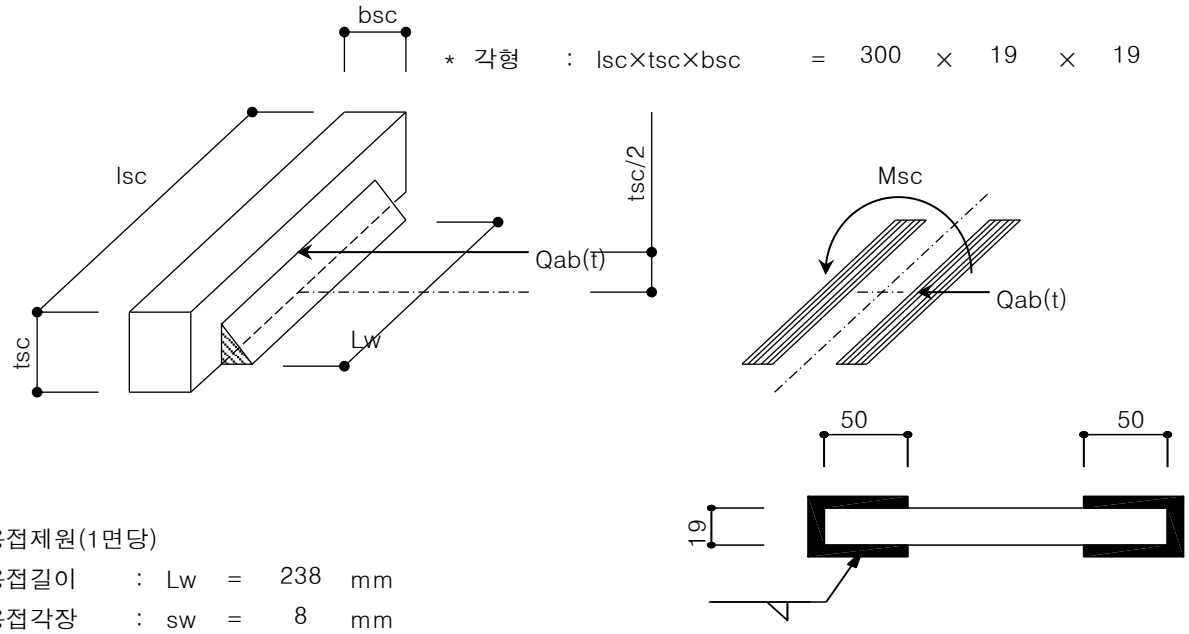
  s_max = Min (3·Tc , 600 mm)

  = Min (1680 mm, 600 mm) = 600 mm ≥ 300 mm ☞ O.K!

- 최소간격

  s_min = 3.5 × h = 3.5 × 19 = 66.5 mm ≤ 300 mm ☞ O.K!

④ 전단연결재의 용접



* 각형 : lsc×tsc×bsc = 300 × 19 × 19

- 용접제원(1면당)

  용접길이 : Lw = 238 mm

  용접각장 : sw = 8 mm

  목두께 : aw = sw·cos(45°) = 8 × 0.707 = 5.7 mm

  용접면적 : Aw = Lw·aw = 1357 mm²

- 용접부의 허용응력 (SM 520 사용)

  허용휨응력 : fwa = 215 × 1.7 = 365.50 MPa

  허용전단응력 : vwa = 125 × 1.7 = 212.50 MPa

  ※ 블록 또는 ㄷ형강과 반원형철근, 전단연결재와 주형의 플랜지와의 필렛용접부의 허용응력을 70% 증가

- 응력 검토

휨응력 검토				전단응력 검토			조합응력 검토		
Msc (N·mm)	fw (MPa)	fwa (MPa)	비 고	vw (MPa)	vwa (MPa)	비 고	f (MPa)	제한치 (MPa)	비 고
1218375.00	43.96	365.50	O.K!	47.25	212.50	O.K!	0.06	1.20	O.K!
1218375.00	43.96	365.50	O.K!	47.25	212.50	O.K!	0.06	1.20	O.K!

여기서, Msc : 용접부에 작용하는 휨모멘트(=Qa·tsc/2)

Iw : 용접부의 단면2차모멘트

= 2·[Lw·aw³/ 12 + Aw·{(bsc + aw)/2}² = 421,292 mm⁴

Yw : 도심으로부터 연단까지 거리

= bsc/2 + aw = 15.2 mm

fw : 용접부에 발생하는 휨응력(=Msc·Yw / Iw)

vw : 용접부에 작용하는 전단응력(=Qa / (2·Aw))

f : 조합응력 검토

$$= \left(\frac{fw}{fwa}\right)^2 + \left(\frac{vw}{vwa}\right)^2 < 1.2$$

⑤ 전단연결재의 안전도 검사

$Qv = 3/5 \cdot fck_1 \cdot A_1$

$= 3/5 \times 45 \times 5{,}700 = 153900.00$ N $> Qa = 128250.00$ N ☞ O.K!

(2) 상부 플랜지에 설치되는 전단연결재

① 수평전단력 (도로교설계기준 P147)

$Sv = V \times Q / Iv$

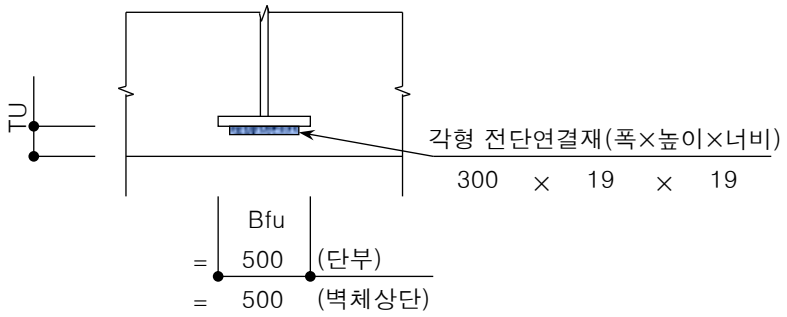
- Sv : 수평전단력
- V : 수직전단력(활하중 포함)
- Q : 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트
- Iv : 합성단면의 단면2차모멘트

$Q = Ain / nsl \times dvc$

- dvc : 합성단면 도심에서 고려하는 콘크리트 도심까지 거리
- Ain : 고려하는 콘크리트 단면적

단면 TYPE	Ain/nsl (mm²)	dvc (mm)	Q (mm²)	Iv (mm⁴)	V (kN)	Sv (N/mm)	Il (mm)	v (MPa)
단부	44573	747	33277736	124499978446	603.26	161.25	1040	0.16
벽체상단	83575	549	45841943	76221975410	513.77	309.00	1040	0.30

② 전단연결재 제원 및 배치



A_1 (㎟)	A (㎟)	Ra	fba (MPa/EA)	Qa (N/EA)	Sv' (N/mm)	Req'N (EA/m)	배치간격 (mm/EA)	배치개수 (EA/m)	비고
5,700	80,000	5.00	22.50	128250.00	53.75	0.42	300	3.33	O.K!
5,700	150,000	5.00	22.50	128250.00	103.00	0.80	300	3.33	O.K!

여기서, A_1 : 전단연결재의 앞면적 (= 300 × 19 = 5,700 mm²)

A : 전단연결재가 부담하는 콘크리트 면적(=TL·Bfu)

Ra = $A / A_1 < 5$

fba : 콘크리트의 허용지압응력(=(0.25 + 0.05·Ra)·fck)

fck_1 : 설계기준강도 (= 45.00 MPa)

Qa : 전단연결재의 허용전단력(=fba·A_1)

Sv' : 부착응력을 고려한 수평전단력

a) voa ≥ v 이면 작용전단력의 1/3이상 전단연결재가 부담하도록 설계⇒(Sv' = Sv/3)
b) voa < v 이면 전단력 모두 전단연결재가 부담하도록 설계 ⇒(Sv' = Sv)
여기서, voa(부착응력) = 0.13·√(fck₁) = 0.87 MPa

Req'N : 전단연결재 소요개수(=Sv'/Qa·(1000))

③ 전단연결재의 간격검토

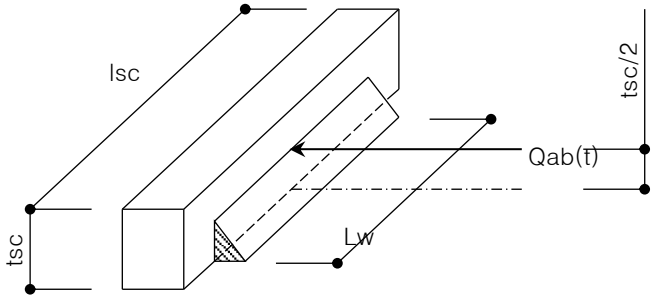
- 최대간격
  s_max = Min (3·Tc , 600 mm)
  = Min (480 mm, 600 mm) = 480 mm ≥ 300 mm ☞O.K!

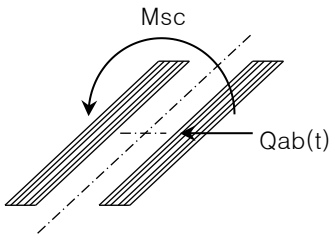
- 최소간격
  s_min = 3.5 × h = 3.5 × 19 = 66.5 mm ≤ 300 mm ☞O.K!

④ 전단연결재의 용접



* 각형 : lsc×tsc×bsc = 300 × 19 × 19





- 용접제원(1면당)
  용접길이 : Lw = 250 mm
  용접각장 : sw = 8 mm
  목두께 : aw = sw·cos(45°) = 8 × 0.707 = 5.7 mm
  용접면적 : Aw = Lw·aw = 1425 mm²

- 용접부의 허용응력 (SM 520 사용)
  허용휨응력 : fwa = 215 × 1.7 = 365.50 MPa
  허용전단응력 : vwa = 125 × 1.7 = 212.50 MPa
  ※ 블록 또는 ㄷ형강과 반원형철근, 전단연결재와 주형의 플랜지와의 필렛용접부의 허용응력을 70% 증가

- 응력 검토

휨응력 검토				전단응력 검토			조합응력 검토		
Msc (N·mm)	fw (MPa)	fwa (MPa)	비 고	vw (MPa)	vwa (MPa)	비 고	f –	제한치 –	비 고
1218375.00	41.86	365.50	O.K!	45.00	212.50	O.K!	0.06	1.20	O.K!
1218375.00	41.86	365.50	O.K!	45.00	212.50	O.K!	0.06	1.20	O.K!

여기서, Msc : 용접부에 작용하는 휨모멘트(=Qa·tsc/2)
Iw : 용접부의 단면2차모멘트
= 2·[Lw·aw³/ 12 + Aw·{(bsc + aw)/2}² = 442,406 mm⁴

Yw : 도심으로부터 연단까지 거리

= bsc/2 + aw = 15.2 mm

fw : 용접부에 발생하는 휨응력(=Msc·Yw / Iw)

vw : 용접부에 작용하는 전단응력(=Qa / (2·Aw))

f : 조합응력 검토

$$= \left(\frac{fw}{fwa}\right)^2 + \left(\frac{vw}{vwa}\right)^2 < 1.2$$

⑤ 전단연결재의 안전도 검사

$Qv = 3/5 \cdot fck_1 \cdot A_1$

= 3/5 × 45 × 5,700 = 153900.00 N > Qa = 128250.00 N ☞ O.K!

14.7.2 전단응력 검토

[철도교설계기준(노반편), P9-47]

Vmax = 1208.8 kN (교대부) (STEP 1)

$$\tau = V / Aw = \frac{1208.8 \times 1000}{940.0 \times 15.0} = 85.7 \text{ MPa} < \tau a = 120.00 \text{ MPa}$$ ☞ O.K

14.7.3 GIRDER 접합면 용접 계산 (fy = 355.00 MPa)

* 프리플렉션 하중 재하시 (STEP1)에서 강재에 최대응력이 발생함.

최대응력 fsu = −255.60 MPa

fsl = 255.60 MPa

* UPPER FLANGE AREA : 400 × 20.0 = 8000.0 mm²

LOWER FLANGE AREA : 400 × 20.0 = 8000.0 mm²

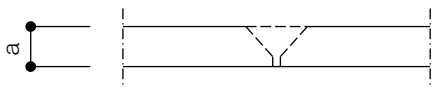
P_U = 8000.0 × −255.6 = −2044800.0 N

P_L = 8000.0 × 255.6 = 2044800.0 N

1) UPPER FLANGE

a = 20.0 mm (목두께)

l = 400.0 mm



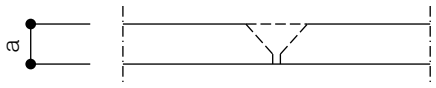
용접부에 작용하는 압축응력

$$f = \frac{P}{a \times l} = \frac{2044800.0}{20.0 \times 400.0} = 255.6 \text{ MPa} < fsa$$ ☞ O.K

(fsa = 0.9 fy = 319.5 MPa)

2) LOWER FLANGE

a = 20.0 mm (목두께)
l = 400.0 mm



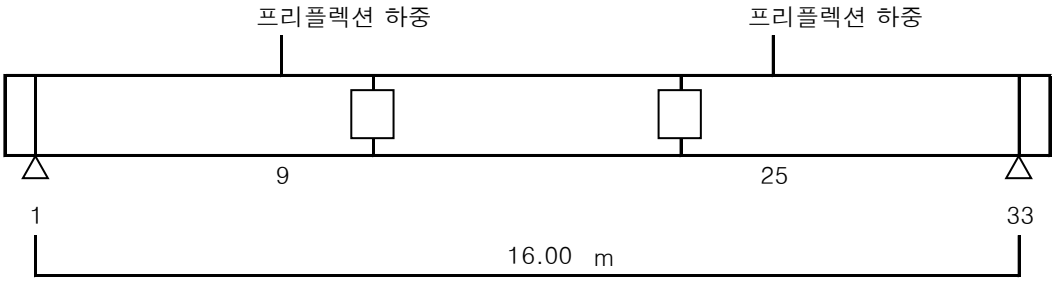
용접부에 작용하는 인장응력

$$f = \frac{P}{a \times l} = \frac{2044800.0}{20.0 \times 400.0} = 255.6 \text{ MPa} < fsa \text{ ☞ O.K}$$

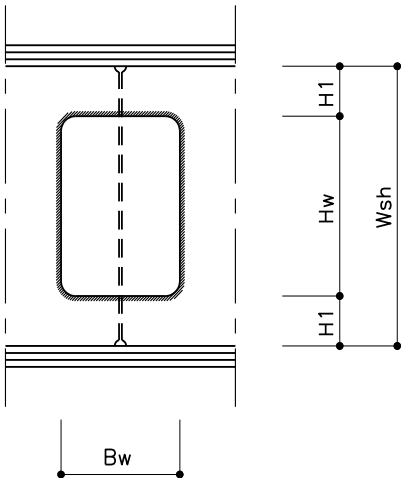
(fsa = 0.8 fy = 284.0 MPa)

3) WEB 접합

* WEB 접합강재의 위치 (프리플렉션하중에 의한 전단력발생구간과 BEAM의 중앙부를 피해서 배치한다)



* WEB 접합강재의 검토



접합강재		배 치	
Bw	400	H1	120
t	15	H2	120
Hw	700	WSH	940

<단위 : mm>

* Shear Force :

① 프리플렉션 하중재하시
V = 0.00 kN

② 완성후 (최대하중에 의한 전단력)
V_8 = 998.3 kN
(SECTION 10 → 안전측으로 SECTION 8)

V_{25} = 998.3 kN
(SECTION 22 → 안전측으로 SECTION 25)

③ 설계하중
MAX V = 998.3 kN

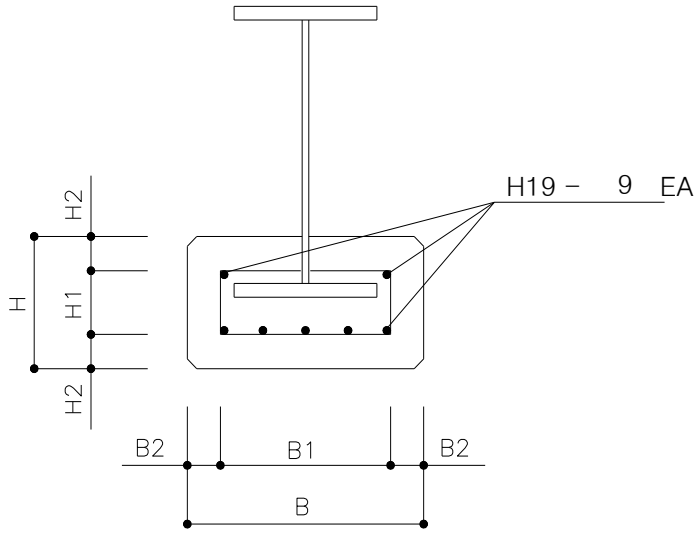
$$* \quad \tau = \frac{998.3 \times 1000}{7.0 \times 0.707 \times (400 + 700) \times 2EA}$$

= 91.7 MPa < τsa ☞ O.K

(τsa = = 120.0 MPa
☞ O.K

14.7.4 하부케이싱 콘크리트의 철근 계산

* 철근 SD - 40 사용 (fy = 400 MPa)
* 최종단계 (활하중 재하시)의 응력이 거의 압축이므로 시방서에서 규정한 최소 철근량만 배근한다.



fck= 45 MPa

<단위 : mm>

H	300.0	B	700.0
H1	160.0	B1	4 @ 140.0 = 560.0
H2	70.0	B2	70.0

* 사용철근 면적 : H 19 - 9 EA (As = 286.500 × 9 = 2578.5 mm²)

* 철근비 : $\rho = As / bd = \frac{2578.5}{700.0 \times 230.0} = 0.0160$

$$\rho min = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\rho max = 0.75Pb = 0.75 \times 0.85\beta_1 \times \frac{fck}{fy} \times \frac{600}{600 + fy}$$

$$= 0.75 \times 0.85 \times 0.729 \times \frac{45}{400} \times \frac{600}{600 + 400}$$

$$= 0.0314$$

$\rho min < \rho < \rho max$ ---> O.K

14.7.5 피로응력 검토

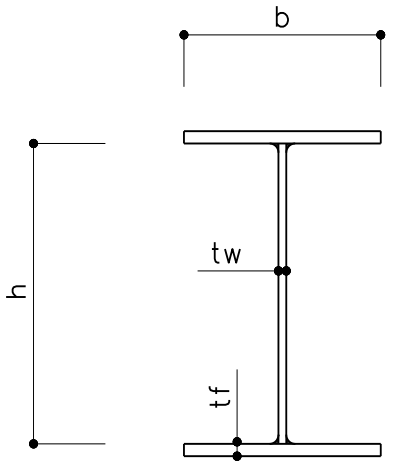
[철도교설계기준(노반편), P9-31~32]

* 하중의 반복 횟수 : 200 만회 이상

* 응력범주의 적용 : 붕괴유발부재

검 토 부 재	응 력 범 주	허용 피로 응력
상-하부 플랜지 이음부	B	fsr = 112 MPa
플랜지, 복부이음 및 플랜지 접판 이음부	F	τsr = 42 MPa

1) 플랜지,복부판의 필렛 이음부



$$* \quad \tau_{(l+i)} = \frac{V}{Iv} \times \left(\frac{h^2}{8} + \frac{b \times h}{2} \times \frac{t_f}{t_w} \right)$$

$$= \frac{476.66 \times 1000.00}{34978897836.8} \times \left(\frac{940.0^{\,2}}{8} + \frac{500.0 \times 940.0}{2} \times \frac{20.0}{15.0} \right)$$

= 5.77 MPa < τsr = 42 MPa ☞ O.K

V = 활하중에의한 최대전단력 × 유효폭

= 238.3 × 2.00

= 476.66 kN (활하중에 의한 최대 전단력)

(mm)

b	500.0	t_f	20.0
h	940.0	t_w	15.0

2) 상-하부 플랜지 맞대기 이음부

활하중에 의해 발생되는 응력이 피로를 유발하며 이 응력의 범위가 피로 응력범위이내 이어야 한다.

$f_{(l+i)max}$ = 활하중에의한 최대모멘트 × 유효폭 × Ysl2 / Iv2

= 655.49 × 1.0E+06 × 2.00 × 670.4 / 34978897837

= 25.13 MPa < fsr= 112 MPa ☞ O.K

12 . 8 GIRDER 이음계산

◆ 단면특성

*** 정모멘트 구간 단면치수(단위:mm)**

① 콘크리트 단면 [형고(GH) = 1300.00 mm]

상부 슬래브	┌ GW	:	2000.00	복부	┌ TWC	:	300.00
	└ TCSU	:	280.00		└ WCH	:	570.00
헌치	┌ HSIZE_V	:	150.00	하부 케이싱	┌ BCSL	:	700.00
	└ HSIZE_H	:	300.00		└ TCSL	:	300.00

② 강형

상부 플랜지	┌ BFU(1)	:	500.00	하부 플랜지	┌ BFL(1)	:	500.00
	| BFU(2)	:	0.00		| BFL(2)	:	0.00
	| TFU(1)	:	20.00		| TFL(1)	:	20.00
	└ TFU(2)	:	0.00		└ TFL(2)	:	0.00
복부	┌ TW	:	15.00	덮개	┌ TU	:	140.00
	└ WSH	:	940.0		└ TL	:	140.00

◆ 이음부의 부재력및 단면특성의조합

부재	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	단면2차모멘트 (mm^4)	ysu (mm)	ysl (mm)	단면	하중
8	115.36	220.60	5646896667	-490.00	490.00	강형	합성전 고정하중
8	2843.10	1049.56	55864066826	-490.00	490.00	강형+구체콘크리트	합성후 사용하중
12	115.36	220.60	5646896667	-490.00	490.00	강형	합성전 고정하중
12	2843.10	1049.56	55864066826	-490.00	490.00	강형+구체콘크리트	합성후 사용하중
max1	115.36	220.60	5646896667	-490.00	490.00	강형	합성전 고정하중
max2	2843.10	1049.56	55864066826	-490.00	490.00	강형+구체콘크리트	합성후 사용하중

ysu : 중립축에서 강재 상단까지 거리 (mm)

ysl : 중립축에서 강재 하단까지 거리 (mm)

1) 플랜지에 작용하는 응력

◆ 합성전

$$fu = \frac{M}{I} y = \frac{(\ 115.36\ ) \times 1E6}{5646896666.67} \times -490.0 = -10.01 \quad MPa$$

$$f_L = \frac{M}{I} y = \frac{(\ 115.36\ ) \times 1E6}{5646896666.67} \times 490.0 = 10.01 \quad MPa$$

◆ 합성후

$$fu = \frac{M}{I} y = -10.01 + \frac{(\ 2843.10\ ) \times 1E6}{55864066825.64} \times -490.0 = -34.95 \quad MPa$$

$$f_L = \frac{M}{I} y = 10.01 + \frac{(\ 2843.10\ ) \times 1E6}{55864066825.64} \times 490.0 = 34.95 \quad MPa$$

2) 상부 플랜지 연결

◆ 사용 이음판의 허용응력 (SM 520) : 상하부플랜지의 허용응력과 동일

허용인장응력 : fsa = 215 MPa
허용전단응력 : τa = 120 MPa

◆ 사용 볼트의 허용전단력

볼트등급 / 나사호칭	F8T	F10T	단위
M20	31	39	kN
M22	39	48	kN
M24	45	56	kN

☞ M22,F10T 사용
ρa = 48 × 2 = 96 kN/EA (2 면 전단)

◆ 볼트 갯수의 설계

- 설계 단면력의 산정

작용응력 : 34.95 MPa
전강의 75% : 0.75 × 215 = 161.25 MPa > 작용응력
☞ 설계응력 : 전강의 75% < 허용응력 ☞ O.K

모재의 단면적 : 500 × (20 + 0) = 10000 mm² (As)

$$Req'n = \frac{As \times 전강의\ 75\%}{\rho a} = \frac{10000.00 \times 161.3}{96000} = 16.80 \rightarrow 17 \quad EA$$

☞ USE N = 교축직각방향 개수 : 4 EA × 교축방향 갯수 : 6 EA = 24 EA ☞ O.K

- 이음판 설계및 검토 [철도교설계기준(노반편), P9-85]

* 사용 이음판의 두께 : 상부플랜지 상면 : 20 mm
상부플랜지 하면 : 20 mm

* 이음판의 단면적 : 1 - P.L : 500 × 20 = 10000 mm²
2 - P.L : 210 × 20 × 2 = 8400 mm²
ΣA = 18400 mm²

* 이음판의 순단면적 (Anet)

Anet = 18400.00 - 25 × (20 + 20) × 4 EA = 14400 mm²

- 필요한 순단면적 Areq'd = $\frac{161.3 \times 10000}{215}$ = 7500 mm² < Anet ☞ O.K

* 모재 검토

- 모재의 단면적(As) : 500 × (20 + 0) = 10000 mm²

- 모재의 순단면적 (Anet)
Anet = 10000 - 25 × (20 + 0) × 4 EA = 8000 mm²

- 필요한 순단면적 Areq'd = $\frac{161.3 \times 10000}{215}$ = 7500 mm² ≤ Anet ☞ O.K

* 볼트의 배치 [철도교설계기준(노반편), P9-87]

- 볼트의 최소 중심간격

볼트의 호칭	최소중심간격	단위
M24	85	mm
M22	75	mm
M20	65	mm

M22 사용

- 볼트의 최대 중심간격

볼트의 호칭	최대중심간격			단위
	p		g	
M24	170	12t 지그재그인경우:15t-(3/8)g 단,12t 이하	24t 단, 300이하	mm
M22	150			mm
M20	130			mm

M22 사용

t : 외측의 판 또는 형강의 두께(mm)
p : 볼트의 응력방향의 간격(pitch)(mm)
g : 볼트의 응력에 직각방향의 간격(gauge)(mm)

p = MIN { 150 , 15 × (20 + 20 + 20 + 0) − 3/8 × 75
= 871.9 }

☞ USE p = 150.00 mm

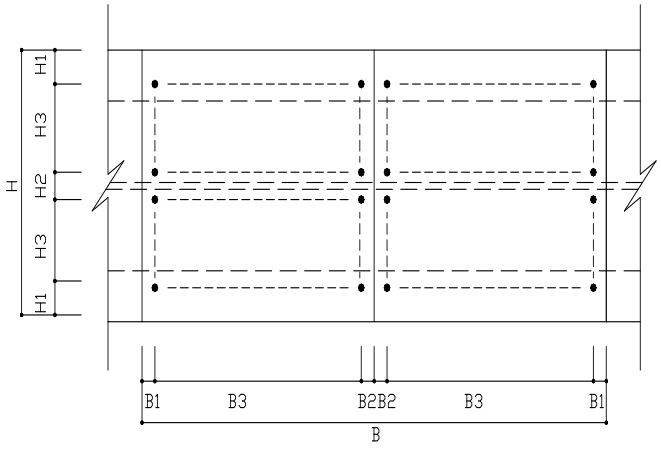
g = MIN { 300 , 24 × (20 + 20 + 20 + 0) = 1440 }

☞ USE g = 300 mm

- 볼트구멍의 중심에서 판의연단까지의 최소거리 [철도교설계기준(노반편), P9-89]

볼트의 호칭	최소연단거리		단위
	전단연,수동개스절단연	압연연,다듬질연,자동개스 절단연	
M24	42	37	mm
M22	37	32	mm
M20	32	28	mm

M22 사용



(mm)

B1	50	H1	60
B2	50	H2	230
B3	5 @ 75 = 375	H3	1 @ 75 = 75
B	950	H	500

* 볼트 총갯수 :

4 × 6 × 2 EA = 48 EA

☞ O.K

3) 하부 플랜지 연결

◆ 사용 이음판의 허용응력 (SM 520) : 상하부플랜지의 허용응력과 동일

허용인장응력 : fsa = 215 MPa
허용전단응력 : τa = 120 MPa

◆ 사용 볼트의 허용전단력

볼트등급 / 나사호칭	F8T	F10T	단위
M20	31	39	kN
M22	39	48	kN
M24	45	45	kN

☞ M22,F10T 사용

ρa = 48 × 2 = 96 kN/EA (2 면 전단)

◆ 볼트 갯수의 설계

- 설계 단면력의 산정

작용응력 : 34.95 MPa
전강의 75% : 0.75 × 215 = 161.25 MPa > 작용응력
☞ 설계응력 : 전강의 75% < 허용응력 ☞ O.K

- 모재의 단면적 : 500 × (20 + 0) = 10000 mm² (As)

$$\text{Req'n} = \frac{\text{As} \times \text{전강의 75\%}}{\rho a} = \frac{10000 \times 161.3}{96000} = 16.80 \rightarrow 17 \text{ EA}$$

☞ USE N = 교축직각방향 개수 : 4 EA × 교축방향 갯수 : 6 EA = 24 EA ☞ O.K

- 이음판 설계및 검토 [철도교설계기준(노반편), P9-85]

* 사용 이음판의 두께 : 상부플랜지 상면 : 20 mm
상부플랜지 하면 : 20 mm

* 이음판의 단면적 : 1 - P.L : 500 × 20 = 10000 mm²
2 - P.L : 210 × 20 × 2 = 8400 mm²
ΣA = 18400 mm²

- 필요한 단면적 $\text{Areq'd} = \frac{161.3 \times 10000}{215} = 7500$ mm² < ΣA ☞ O.K

* 모재 검토

- 모재의 단면적(As) : 500 × (20 + 0) = 10000 mm²
- 필요한 단면적 $\text{Areq'd} = \frac{161.3 \times 10000}{215} = 7500$ mm² ≤ As ☞ O.K

* 볼트의 배치 [철도교설계기준(노반편), P9-87]

- 볼트의 최소 중심간격

볼트의 호칭	최소중심간격	단위
M24	85	mm
M22	75	mm
M20	65	mm

M22 사용

- 볼트의 최대 중심간격

볼트의 호칭	최대중심간격			단위
	p		g	
M24	170	12t 지그재그인경우:15t-(3/8)g 단,12t 이하	24t 단, 300이하	mm
M22	150			mm
M20	130			mm

M22 사용

t : 외측의 판 또는 형강의 두께(mm)

p : 볼트의 응력방향의 간격(pitch)(mm)

g : 볼트의 응력에 직각방향의 간격(gauge)(mm)

p = MIN { 150 , 12 × (20 + 20 + 20 + 0) − 3/8 × 75
= 691.9 }

☞ USE p = 150.00 mm

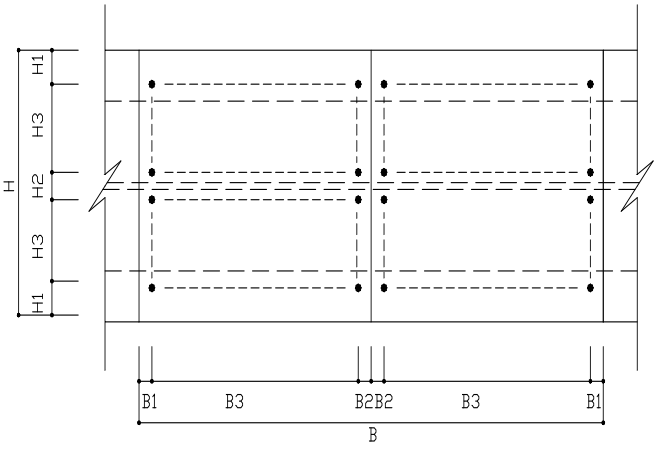
g = MIN { 300 , 24 × (20 + 20 + 20 + 0) = 1440.0 }

☞ USE g = 300 mm

- 볼트구멍의 중심에서 판의연단까지의 최소거리 [철도교설계기준(노반편), P9-89]

볼트의 호칭	최소연단거리		단위
	전단연,수동개스절단연	압연연,다듬질연,자동개스 절단연	
M24	42	37	mm
M22	37	32	mm
M20	32	28	mm

M22 사용



(mm)

B1	50	H1	60
B2	50	H2	230
B3	5 @ 75 = 375	H3	1 @ 75 = 75
B	950	H	500

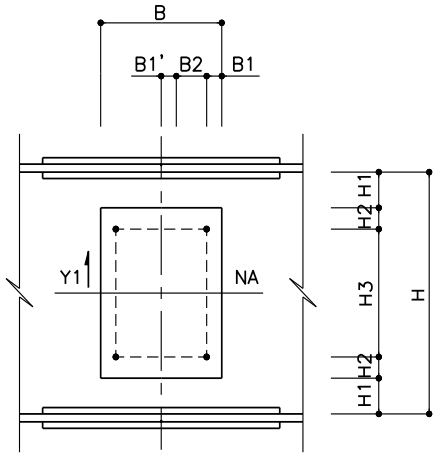
* 볼트 총갯수 :

4 × 6 × 2 EA = 48 EA

☞ O.K

4) WEB볼트 연결

(1) WEB볼트의 가정



(mm)

B 1	50	H 1	120
B 1'	50	H 2	50
B 2	2 @ 75 = 150	H 3	8 @ 75 = 600
B	500	H	940

* 교축방향 BOLT 열수 = 3 열
* 열당 BOLT 갯수 = 9 EA

* 사용 BOLT 개수 = 3 × 9 = 27 EA

* 복부판 중심 (N.A)으로 부터 BOLT까지의 거리 yi(mm)

y1 =	75.0 mm	y9 =	0.0 mm
y2 =	150.0 mm	y10 =	0.0 mm
y3 =	225.0 mm	y11 =	0.0 mm
y4 =	300.0 mm	y12 =	0.0 mm
y5 =	0.0 mm	y13 =	0.0 mm
y6 =	0.0 mm	y14 =	0.0 mm
y7 =	0.0 mm	y15 =	0.0 mm
y8 =	0.0 mm	y16 =	0.0 mm

▶ ymax = 300.00 mm

(2) WEB볼트의 검토

[철도교설계기준(노반편), P9-82~85]

$f(Yi')^2$ = fyi^2 × 교축방향 BOLT열수 × 2 SIDE

= (75 ² + 150 ² + 225 ² + 300 ² + 0 ² + 0 ² + 0 ² + 0 ² + 0 ² + 0 ² + 0 ² + 0 ² + 0 ²) × 3 열 × 2 SIDE

= 1012500.0 mm²

* 합성전 BOLT 력 산정

$$dv = \frac{Hw}{2} - (Ysu - t1 - t2) = \frac{-940}{2} - (-490 + 20 + 0) = 0 \text{ mm}$$

$$Iweb = \frac{tw \times Hw^3}{12} + Aw \times dv^2$$

$$= \frac{15 \times (940)^3}{12} + 15 \times 940 \times (0)^2 = 1038230000 \text{ mm}^4$$

$$M_W = M \times \frac{I_{WEB}}{I} = 115.4 \times \frac{1038230000}{5646896667} = 21.2 \text{ kN.m}$$

$f(Yi)^2$ = $f(Yi')^2$ + N × dv^2

= 1012500.0 + 27 × (0)² = 1012500 mm²

$$\rho mu1 = \frac{M_W}{f(Yi)^2} \times (ymax + dv) = \frac{21.2 \times 1.E+06}{1012500.0} \times (300.0 + 0) = 6.3 \text{ kN/EA}$$

$$\rho ml = \frac{M_W}{f(Yi)^2} \times (ymax - dv) = \frac{21.2 \times 1.E+06}{1012500.0} \times (300.0 - 0) = 6.3 \text{ kN/EA}$$

$$\rho s = \frac{V}{N} = \frac{220.6}{27} = 8.2 \text{ kN/EA}$$

$\rho mu1$ = 6.3 kN/EA
$\rho ml1$ = 6.3 kN/EA

$\rho mu1 \leq \rho ml1$ ☞ $\rho m1 = \rho ml1$ = 6.3 kN/EA

* 조합하중에 의한 BOLT력 산정

$$\rho = \sqrt{\rho m^2 + \rho s^2} = \sqrt{(6.3)^2 + (8.2)^2}$$
$$= 10.3 \text{ kN/EA} < \rho a = 96 \text{ kN/EA} \text{ ☞ O.K}$$

* 합성후 BOLT 력 산정

$$ds = \frac{Hw}{2} - (Ysu - t1 - t2) = \frac{-940}{2} - (-490 + 20 + 0) = 0.0 \text{ mm}$$

$$Iweb = \frac{tw \times Hw^3}{12} + Aw \times dv^2 + \frac{tcw \times Hcw^3}{12} \times \frac{1}{n} + Acw \times dv^2 \times \frac{1}{n}$$
$$= \frac{15 \times (940)^3}{12} + 15 \times 940 \times (0.0)^2 + \frac{0 \times (720)^3}{12} \times \frac{1}{7.2}$$
$$+ 0 \times 720 \times (0.0)^2 \times \frac{1}{7.2} = 1038230000 \text{ mm}^4$$

$$M_W = M \times \frac{I_{WEB}}{I} = 2843.1 \times \frac{1038230000}{55864066826} = 52.8 \text{ kN.m}$$

$$f(Yi)^2 = f(Yi')^2 + N \times ds^2$$
$$= 1012500 + 27 \times (0.0)^2 = 1012500 \text{ mm}^2$$

$$\rho mu = \frac{M_W}{f(Yi)^2} \times (ymax + dv) = \frac{52.8 \times 1.E+06}{1012500.0} \times (300.0 + 0.0) = 15.7 \text{ kN/EA}$$

$$\rho ml = \frac{M_W}{f(Yi)^2} \times (ymax - dv) = \frac{52.8 \times 1.E+06}{1012500.0} \times (300.0 - 0.0) = 15.7 \text{ kN/EA}$$

$$\rho s = \frac{V}{N} = \frac{1049.6}{27} = 38.9 \text{ kN/EA}$$

$\rho mu2$ = 6.3 + 15.7 = 21.9 kN/EA
$\rho ml2$ = 6.3 + 15.7 = 21.9 kN/EA

ρmu ≤ ρml ☞ ρm = ρml = 21.9 kN/EA

ρs = ρs1 + ρs2 = 8.2 + 38.9 = 47.0 kN/EA

* 조합하중에 의한 BOLT력 산정

ρ = √ρm² + ρs² = √ (21.9) ² + (47.0) ²
= 51.9 kN/EA < ρa = 96 kN/EA ☞ O.K

(3) 이음판의 검토

* 이음판의두께 : 15 mm

* 이음판의 단면2차모멘트

$$I = \left(\frac{15 \times 700^{3}}{12} + 10500 \times 20^{2} \right) \times 2 = 865900000 \ mm^4$$

* 이음판 검토 (합성전)

$$Mw1 = 115.4 \times \frac{865900000}{5646896667} = 17.69 \ kN.m$$

$$f1 = \frac{M}{I} y = \frac{17.69}{865900000} \times 370.00 = 7.56 \ MPa < fa = 215.00$$ ☞ O.K

* 이음판 검토 (합성후)

$$Mw2 = 2843.1 \times \frac{865900000}{55864066826} = 44.07 \ kN.m$$

$$f2 = \frac{M}{I} y = \frac{44.07}{865900000} \times 370.00 = 18.83 \ MPa$$

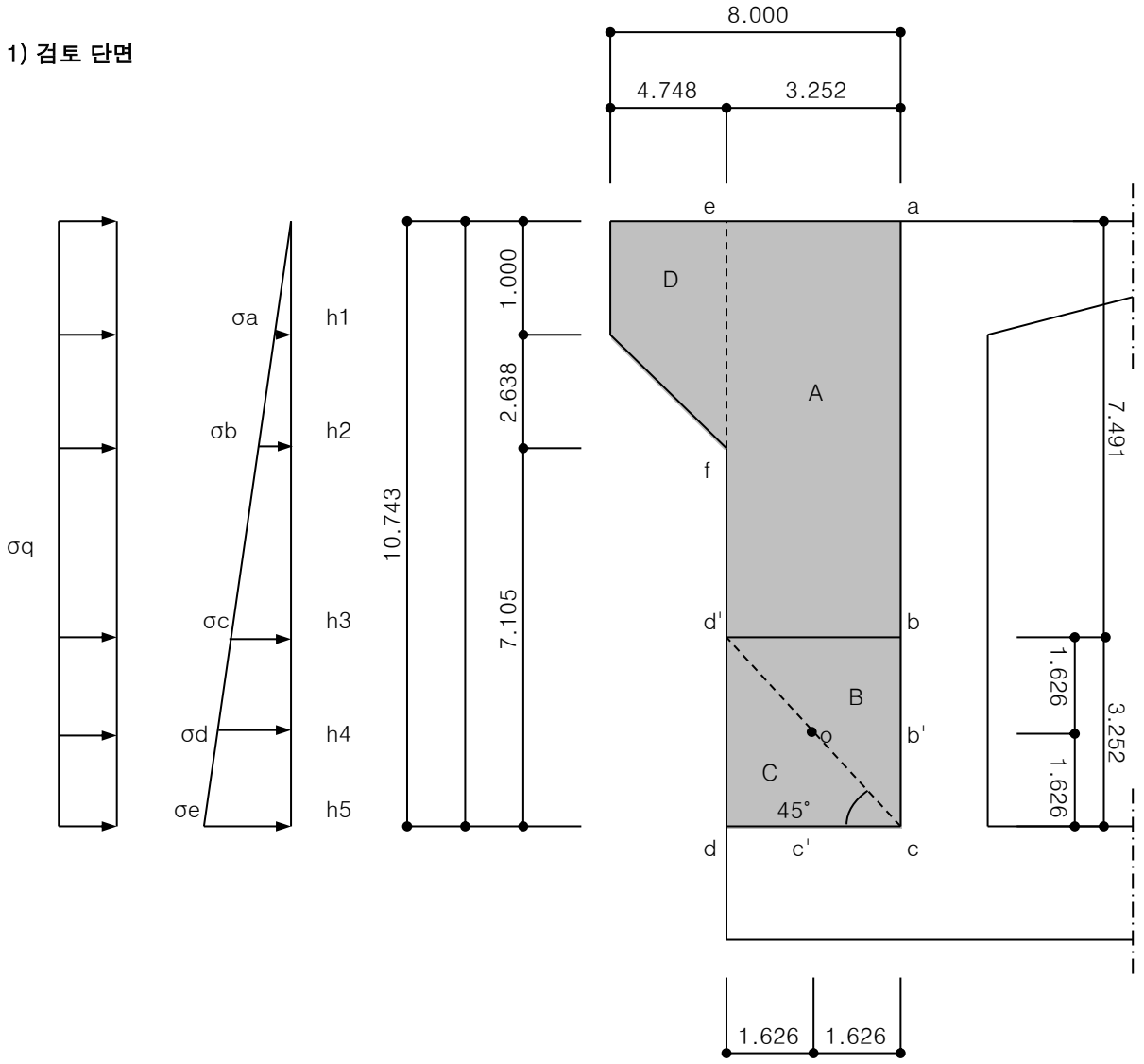
f1 + f2 = 7.56 + 18.83 = 26.39 < fa = 215.00 ☞ O.K

f : 이음판의 연단에 생기는 응력(MPa)
M : 이음판에 작용하는 휨모멘트(kN.m)
I : 부재의 중립축에 관한 이음판의 총 단면의 단면2차모멘트(mm4)
y : 부재의 중립축 으로부터 이음판의 연단까지의 거리(mm)

13 . 날개벽 설계

13 .1 날개벽(4개소)

1) 검토 단면



· 날개벽 두께 T = 1000 mm
· 배면토의 단위중량 ɣ = 20 kN/m^3
· 배면토의 전단저항각 Φ = 35 °

· 측벽형 날개벽은 2 변 고정판으로 설계를 해야하나 길이가 8 m 이하이면 관용적 방법으로 설계해도 좋다. *[도로교 설계기준 해설] p.736~737*

∴ L = 8.000 m ≤ 8.000 m ⇒ 관용적 방법으로 설계

· 날개벽 배면의 흙은 활하중에 의해 끊임없이 전압되는 등으로 정지토압 혹은 그 이상의 것이 작용할 가능성도 있어서 설계토압은 적어도 정지토압을 생각해둘 필요가 있다.

∴ Ko = 1 − sinΦ = 1 − sin (35 °) = 0.426

2) 하중 계산

A. 단면 D 하중계산

· 합력을 구하여 e – f 구간에 등분포 시켜도 좋다.

σq = Ko × qℓ = 0.426 × (15.00 + 35.00) = 21.300 kN/m²
σa = Ko × γt × h1 = 0.426 × 20.00 × 1.000 = 8.520 kN/m²
σb = Ko × γt × h2 = 0.426 × 20.00 × 3.638 = 30.996 kN/m²

– 계수하중

P1u = 1.6 × 1/2 × σa × h1 + 1.6 × σq × h1
= 1.6 × 1/2 × 8.52 × 1.000 + 1.6 × 21.300 × 1.000 = 40.896 kN/m
P2u = 1.6 × 1/2 × (σa + σb) × (h2 – h1) / 2 +
1.6 × σq × (h2 – h1) / 2
= 1.6 × 1/2 × 39.52 × 1.319 + 1.6 × 21.300 × 1.319 = 86.649 kN/m
Mdu = 1/2 × P1u × L^2 + 1/3 × P2u × L^2
= 1/2 × 40.90 × 4.748 ² + 1/3 × 86.65 × 4.748 ² = 1112.094 kN·m
Vdu = (P1u + P2u) × L = 127.545 × 4.748 = 605.584 kN

· e – f 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

Mu = Mdu / 3.638 = 305.688 kN·m/m
Vu = Vdu / 3.638 = 166.461 kN/m

– 사용하중

P1s = 1.0 × 1/2 × σa × h1 + 1.0 × σq × h1
= 1.0 × 1/2 × 8.52 × 1.000 + 1.0 × 21.300 × 1.000 = 25.560 kN/m
P2s = 1.0 × 1/2 × (σa + σb) × (h2 – h1) / 2 +
1.0 × σq × (h2 – h1) / 2
= 1.0 × 1/2 × 39.52 × 1.319 + 1.0 × 21.300 × 1.319 = 54.156 kN/m
Mds = 1/2 × P1s × L^2 + 1/3 × P2s × L^2
= 1/2 × 25.56 × 4.748 ² + 1/3 × 54.16 × 4.748 ² = 695.061 kN·m
Vds = (P1s + P2s) × L = 79.716 × 4.748 = 378.492 kN

· e – f 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

Ms = Mds / 3.638 = 191.056 kN·m/m
Vs = Vds / 3.638 = 104.038 kN/m

B. 단면 A 하중계산

· 합력을 구하여 a – b 구간에 등분포 시켜도 좋다.
· D 단면의 단면력을 지지하도록 한다.

σq = Ko × qℓ = 0.426 × (15.00 + 35.00) = 21.300 kN/m²
σc = Ko × γt × h3 = 0.426 × 20.00 × 7.491 = 63.823 kN/m²

– 계수하중(e – d'구간)

P1u = 1.6 × 1/2 × σa × h1 + 1.6 × σq × h1
= 1.6 × 1/2 × 8.52 × 1.000 + 1.6 × 21.300 × 1.000 = 40.896 kN/m
P2u = 1.6 × 1/2 × (σa + σc) × (h2 – h1) / 2 +
1.6 × σq × (h2 – h1) / 2
= 1.6 × 1/2 × 72.34 × 3.246 + 1.6 × 21.300 × 3.246 = 298.438 kN/m
Mdu = 1/2 × P1u × L^2 + P2u × L × [L^2 – L × (h2 – h1) + {(h2 – h1)}²] / {2L – (h2 – h
= 1/2 × 40.90 × 4.748 ² + 298.44 × 4.748 × [4.748 ² – 4.748 × 3.246
+ 3.246 ²] / [2 × 4.748 – 3.246] = 4466.097 kN·m
Vdu = (P1u + P2u) × L = 339.334 × 4.748 = 1611.158 kN

– 계수하중

Pau = 1.6 × 1/2 × σc × h3 + 1.6 × σq × h3
= 1.6 × 1/2 × 63.82 × 7.491 + 1.6 × 21.300 × 7.491 = 637.772 kN/m
Mau = Mdu + Vdu × L + 1/2 × Pau × L^2
= 4466.097 + 1611.158 × 3.252 + 1/2 × 637.772 × 3.252 ²
= 13077.963 kN·m
Vau = Vdu + Pau × L = 1611.158 + 637.772 × 3.252 = 3685.193 kN

· a – b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면
Mu = Mau / 7.491 = 1745.823 kN·m/m
Vu = Vau / 7.491 = 491.949 kN/m

– 사용하중(e – d'구간)

P1s = 1.0 × 1/2 × σa × h1 + 1.0 × σq × h1
= 1.0 × 1/2 × 8.52 × 1.000 + 1.0 × 21.300 × 1.000 = 25.560 kN/m
P2s = 1.0 × 1/2 × (σa + σc) × (h2 – h1) / 2 +
1.0 × σq × (h2 – h1) / 2
= 1.0 × 1/2 × 72.34 × 3.246 + 1.0 × 21.300 × 3.246 = 186.524 kN/m
Mds = 1/2 × P1s × L^2 + P2s × L × [L^2 – L × (h2 – h1) + {(h2 – h1)}²] / {2L – (h2 – h
= 1/2 × 25.56 × 4.748 ² + 186.52 × 4.748 × [4.748 ² – 4.748 × 3.246
+ 3.246 ²] / [2 × 4.748 – 3.246] = 2791.31 kN·m
Vds = (P1u + P2u) × L = 212.084 × 4.748 = 1006.98 kN

– 사용하중

Pas = 1.0 × 1/2 × σc × h3 + 1.0 × σq × h3
= 1.0 × 1/2 × 63.82 × 7.491 + 1.0 × 21.300 × 7.491 = 398.61 kN/m
Mas = Mds + Vds × L + 1/2 × Pas × L^2
= 2791.31 + 1006.98 × 3.252 + 1/2 × 398.61 × 3.252 ²
= 8173.73 kN·m
Vas = Vds + Pas × L = 1006.98 + 398.61 × 3.252 = 2303.25 kN

· a – b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면
Ms = Mas / 7.491 = 1091.14 kN·m/m
Vs = Vas / 7.491 = 307.47 kN/m

C. 단면 B 하중계산

· b – c 에 지지된 켄틸레버보로서 설계한다.
· b – b' 및 b'– c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계하는 것이 좋다.

σq = Ko × qℓ = 0.426 × (15.00 + 35.00) = 21.300 kN/m²
σc = Ko × γt × h3 = 0.426 × 20.00 × 7.491 = 63.823 kN/m²
σd = Ko × γt × h4 = 0.426 × 20.00 × 9.117 = 77.677 kN/m²

– 계수하중
P1u = 1.6 × 63.82 + 1.6 × 21.300 = 136.197 kN/m²
P2u = 1.6 × 77.68 + 1.6 × 21.300 = 158.363 kN/m²
Mbu = 1/2 × P1u × L^2 = 1/2 × 136.2 × 3.252 ² = 720.176 kN·m/m
Vbu = P1u × L = 136.20 × 3.252 = 442.913 kN/m
Mb'u = 1/2 × P2u × L^2 = 1/2 × 158.4 × 1.626 ² = 209.346 kN·m/m
Vb'u = P2u × L = 158.36 × 1.626 = 257.498 kN/m

∴ Mu = 720.176 kN·m Vu = 442.913 kN

– 사용하중
P1s = 1.0 × 63.82 + 1.0 × 21.300 = 85.123 kN/m²
P2s = 1.0 × 77.68 + 1.0 × 21.300 = 98.977 kN/m²
Mbs = 1/2 × P1s × L^2 = 1/2 × 85.12 × 3.252 ² = 450.109 kN·m/m
Vbs = P1s × L = 85.12 × 3.252 = 276.820 kN/m
Mb's = 1/2 × P2s × L^2 = 1/2 × 98.98 × 1.626 ² = 130.841 kN·m/m
Vb's = P2s × L = 98.98 × 1.626 = 160.937 kN/m

∴ Ms = 450.109 kN·m Vs = 276.820 kN

D. 단면 C 하중계산

· c – d 에 지지된 켄틸레버보로서 설계한다.
· c – c' 및 c'– d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계하는 것이 좋다.

σq = Ko × qℓ = 0.426 × (15.00 + 35.00) = 21.300 kN/m²
σc = Ko × γt × h3 = 0.426 × 20.00 × 7.491 = 63.823 kN/m²
σd = Ko × γt × h4 = 0.426 × 20.00 × 9.117 = 77.677 kN/m²
σe = Ko × γt × h5 = 0.426 × 20.00 × 10.743 = 91.530 kN/m²

– 계수하중

P1u = 1.6 × 63.82 + 1.6 × 21.300 = 136.197 kN/m²
P2u = 1.6 × 77.68 + 1.6 × 21.300 = 158.363 kN/m²
P3u = 1.6 × 91.53 + 1.6 × 21.300 = 180.528 kN/m²
Mcu = 1/6 × (2 × P1u + P3u) × L^2
= 1/6 × (2 × 136.2 + 180.5) × 3.252 ² = 798.313 kN·m/m
Vcu = 1/2 × (P1u + P3u) × L
= 1/2 × (136.2 + 180.5) × 3.252 = 514.995 kN/m
Mc'u = 1/6 × (2 × P2u + P3u) × L^2
= 1/6 × (2 × 158.4 + 180.5) × 1.626 ² = 219.113 kN·m/m
Vc'u = 1/2 × (P2u + P3u) × L
= 1/2 × (158.4 + 180.5) × 1.626 = 275.518 kN/m

∴ Mu = 798.313 kN·m/m Vu = 514.995 kN/m

– 사용하중

P1s = 1.0 × 63.82 + 1.0 × 21.300 = 85.123 kN/m²
P2s = 1.0 × 77.68 + 1.0 × 21.300 = 98.977 kN/m²
P3s = 1.0 × 91.53 + 1.0 × 21.300 = 112.830 kN/m²
Mcs = 1/6 × (2 × P1s + P3s) × L^2
= 1/6 × (2 × 85.12 + 112.8) × 3.252 ² = 498.945 kN·m/m
Vcs = 1/2 × (P1s + P3s) × L
= 1/2 × (85.12 + 112.8) × 3.252 = 321.872 kN/m
Mc's = 1/6 × (2 × P2s + P3s) × L^2
= 1/6 × (2 × 99.0 + 112.8) × 1.626 ² = 136.946 kN·m/m
Vc's = 1/2 × (P2s + P3s) × L
= 1/2 × (99.0 + 112.8) × 1.626 = 172.199 kN/m

∴ Ms = 498.945 kN·m/m Vs = 321.872 kN/m

3) 설계 단면력 집계

A. 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 A	단면 B	단면 C	단면 D
모멘트(kN.m)	1745.823	720.176	798.313	305.688
전단력(kN)	491.949	442.913	514.995	166.461

B. 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 A	단면 B	단면 C	단면 D
모멘트(kN.m)	1091.140	450.109	498.945	191.056
전단력(kN)	307.468	276.820	321.872	104.038

4) 단면 검토

A. 단면 A 검토

① 검토 조건

Mu	1745.82	kN-m	Vu	491.95	kN
fck	30	MPa	fy	400	MPa
H	1000	mm	B	1000	mm
D	920	mm	dc	80	mm

β1 = 0.836 Φf = 0.85 Φv = 0.85

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

단 위	직 경	간 격	단 수	철근면적	적 합 유 무	비 고
mm	H29	100	1	6424.00	O.K	
TOTAL				6424.00 mm^2		

a = (As x fy)/ (0.85 x fck x b) = 100.769 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H - a/β1-dc_min) / (a/β1)

εt = 0.02189 > 0.004 (최소허용 인장변형률) ∴ O.K

인장지배구간 ===> Φf = 0.85 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x (d - a/2)

= 0.85 x 6424 x 400 x (920 - 100.769 / 2) / 1000000

= 1899.38 kN -m > Mu = 1745.82 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = 0.0157 As

As = Mu / (Φ x fy x (d-a/2), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 5875.87 mm^2

∴ a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = (5,875.87 x 400) / (0.85 x 30 x 1000)

= 92.171 mm

ρuse = As / (B x D) = 0.0070

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy = 0.0035

- 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342
- 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 920 = 3220.00 mm^2

As2 = 4/3 x 5875.87 = 7834.49 mm^2

Asreq = 5875.87 mm^2

∴ ρuse > ρmin CASE이므로 O.K

③ 전단력 검토

Φv Vc = Φv x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x B x D

= 0.85 x 1/6 x $\sqrt{30}$ x 1000 x 920 / 1000

= 713.87 kN > Vu = 491.95 kN

∴ **전단철근이 필요없음.**

④ 사용성 검토

Mo = 1091.14 kN -m

n = Es / Ec = 200000 / 28577 = 7

ρ = As / (bd) = 0.00698

k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.268

j = 0.911

x = k x d = 246.6 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 1091.14 x 1000000 / (1000 x 246.56 x (920 - 246.56 / 3))

= 10.564 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 1091.14 x 1000000 / (6424 x (920 - 246.56 / 3))

= 202.735 MPa

fst = fs (h - dcmin - x)/(d-x)

= 202.735 x (1000 - 80 - 246.56) / (920 - 246.56)

= 202.735 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst) = 224.69 mm

여기서 Cc = 80 - 14.5 = 65.5 mm

최외단철근 평균배근간격 = 100 mm < 224.69 mm ∴ O.K

B. 단면 B 검토

① 검토 조건

Mu	720.18	kN-m	Vu	491.95	kN
fck	30	MPa	fy	400	MPa
H	1000	mm	B	1000	mm
D	920	mm	dc	80	mm

β1 = 0.836 Φf = 0.85 Φv = 0.85

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

단 위	직 경	간 격	단 수	철근면적	적 합 유 무	비 고
mm	H22	100	1	3871.00	O.K	
TOTAL				3871.00 mm^2		

a = (As x fy)/ (0.85 x fck x b) = 60.722 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H − a/β1−dc_min) / (a/β1)

εt = 0.03830 > 0.004 (최소허용 인장변형률) ∴ O.K

인장지배구간 ===> Φf = 0.85 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x (d − a/2)

= 0.85 x 3871 x 400 x (920 − 60.722 / 2) / 1000000

= 1170.89 kN −m > Mu = 720.18 kN −m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = 0.0157 As

As = Mu / (Φ x fy x (d−a/2), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 2349.45 mm^2

∴ a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = (2,349.45 x 400) / (0.85 x 30 x 1000)

= 36.854 mm

ρuse = As / (B x D) = 0.0040

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 920 = 3220.00 mm^2

As2 = 4/3 x 2349.45 = 3132.60 mm^2

Asreq = 3132.60 mm^2

∴ ρuse > ρmin CASE이므로 O.K

③ 전단력 검토

Φv Vc = Φv x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x B x D

= 0.85 x 1/6 x $\sqrt{30}$ x 1000 x 920 / 1000

= 713.87 kN > Vu = 491.95 kN

∴ **전단철근이 필요없음.**

④ 사용성 검토

Mo = 450.11 kN -m

n = Es / Ec = 200000 / 28577 = 7

ρ = As / (bd) = 0.00421

k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.215

j = 0.928

x = k x d = 197.8 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 450.109 x 1000000 / (1000 x 197.8 x (920 - 197.8 / 3))

= 5.329 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 450.109 x 1000000 / (3871 x (920 - 197.8 / 3))

= 136.145 MPa

fst = fs (h - dcmin - x)/(d-x)

= 136.145 x (1000 - 80 - 197.8) / (920 - 197.8)

= 136.145 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst) = 405.93 mm

여기서 Cc = 80 - 11 = 69 mm

최외단철근 평균배근간격 = 100 mm < 405.93 mm ∴ O.K

<3차현장자문회의 결과 반영>

C. 단면 C 검토

① 검토 조건

Mu	798.31	kN-m	Vu	515.00	kN
fck	30	MPa	fy	400	MPa
H	1000	mm	B	1000	mm
D	920	mm	dc	80	mm

β1 = 0.836 Φf = 0.85 Φv = 0.85

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

단 위	직 경	간 격	단 수	철근면적	적 합 유 무	비 고
mm	H22	100	1	3871.00	O.K	
TOTAL				3871.00 mm^2		

a = (As x fy)/ (0.85 x fck x b) = 60.722 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H - a/β1-dc_min) / (a/β1)

εt = 0.03830 > 0.004 (최소허용 인장변형률) ∴ O.K

인장지배구간 ===> Φf = 0.85 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x (d - a/2)

= 0.85 x 3871 x 400 x (920 - 60.722 / 2) / 1000000

= 1170.89 kN -m > Mu = 798.31 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = 0.0157 As

As = Mu / (Φ x fy x (d-a/2), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 2610.29 mm^2

∴ a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = (2,610.29 x 400) / (0.85 x 30 x 1000)

= 40.946 mm

ρuse = As / (B x D) = 0.0040

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy = 0.0035

- 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342
- 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 920 = 3220.00 mm^2

As2 = 4/3 x 2610.29 = 3480.39 mm^2

Asreq = 3220.00 mm^2

∴ ρuse > ρmin CASE이므로 O.K

③ 전단력 검토

Φv Vc = Φv x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x B x D

= 0.85 x 1/6 x $\sqrt{30}$ x 1000 x 920 / 1000

= 713.87 kN > Vu = 515.00 kN

∴ **전단철근이 필요없음.**

④ 사용성 검토

Mo = 498.95 kN -m

n = Es / Ec = 200000 / 28577 = 7

ρ = As / (bd) = 0.00421

k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.215

j = 0.928

x = k x d = 197.8 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 498.945 x 1000000 / (1000 x 197.8 x (920 - 197.8 / 3))

= 5.907 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 498.945 x 1000000 / (3871 x (920 - 197.8 / 3))

= 150.917 MPa

fst = fs (h - dcmin - x)/(d-x)

= 150.917 x (1000 - 80 - 197.8) / (920 - 197.8)

= 150.917 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst) = 349.31 mm

여기서 Cc = 80 - 11 = 69 mm

최외단철근 평균배근간격 = 100 mm < 349.31 mm ∴ O.K

D. 단면 D 검토

① 검토 조건

Mu	305.69	kN-m	Vu	166.46	kN
fck	30	MPa	fy	400	MPa
H	1000	mm	B	1000	mm
D	920	mm	dc	80	mm

β1 = 0.836 Φf = 0.85 Φv = 0.85

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

단 위	직 경	간 격	단 수	철근면적	적 합 유 무	비 고
mm	H22	200	1	1935.50	O.K	
TOTAL				1935.50 mm^2		

a = (As x fy)/ (0.85 x fck x b) = 30.361 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H − a/β1−dc_min) / (a/β1)

εt = 0.07961 > 0.004 (최소허용 인장변형률) ∴ O.K

인장지배구간 ===> Φf = 0.85 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x (d − a/2)

= 0.85 x 1935.5 x 400 x (920 − 30.361 / 2) / 1000000

= 595.43 kN −m > Mu = 305.69 kN −m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = 0.0157 As

As = Mu / (Φ x fy x (d−a/2), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 985.55 mm^2

∴ a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = (985.55 x 400) / (0.85 x 30 x 1000)

= 15.46 mm

ρuse = As / (B x D) = 0.0020

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy = 0.0035

- 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342
- 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 920 = 3220.00 mm^2

As2 = 4/3 x 985.55 = 1314.07 mm^2

Asreq = 1314.07 mm^2

∴ ρuse < 4/3ρreq CASE이므로 O.K

③ 전단력 검토

Φv Vc = Φv x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x B x D

= 0.85 x 1/6 x $\sqrt{30}$ x 1000 x 920 / 1000

= 713.87 kN > Vu = 166.46 kN

∴ **전단철근이 필요없음.**

④ 사용성 검토

Mo = 191.06 kN -m

n = Es / Ec = 200000 / 28577 = 7

ρ = As / (bd) = 0.0021

k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.157

j = 0.948

x = k x d = 144.4 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 191.056 x 1000000 / (1000 x 144.44 x (920 - 144.44 / 3))

= 3.034 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 191.056 x 1000000 / (1935.5 x (920 - 144.44 / 3))

= 113.220 MPa

fst = fs (h - dcmin - x)/(d-x)

= 113.220 x (1000 - 80 - 144.44) / (920 - 144.44)

= 113.22 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst) = 523.05 mm

여기서 Cc = 80 - 11 = 69 mm

최외단철근 평균배근간격 = 200 mm < 523.05 mm ∴ O.K

5) 배력철근 검토

[도로교 설계기준] p.113,252

▷ 노출면에 양방향에 단위m당 300mm^2 이상 배근한다.

• 배력 철근량 : = 300.0 mm^2

▷ 건조수축 및 온도철근 기준 : 0.0015hs (h는 부재의두께, s는 온도철근의 간격)

단, h가 1.2m를 초과하는 경우에는 h를 1.2m보다 크게 취할 필요는 없다.

• 배력 철근량 : 0.002 × 1000 × 100 = 150.000 mm^2

[콘크리트 구조설계기준해설] p.108,109

▷ 건조수축 및 온도철근 기준 : h는 부재의 두께, b는 부재의 폭

┌ 0.002hb - 철근의 설계기준강도가 400MPa이하

└ 0.002 x 400 / fy - 0.0035의 항복변형률에서 측정한 철근의 설계기준항복강도가 400MPa를 초과시

단, 어떤경우에도 0.0014hb이상이어야하고, 위에 요구된 온도철근의 단면적이 1800mm^{2}보다 클 필요는 없다.

• 배력 철근량 : 0.002 × 1000 × 1000 = 2000.000 mm^2 ①

= 1800.000 mm^2 ②

min (①,②) = 1800.000 mm^2

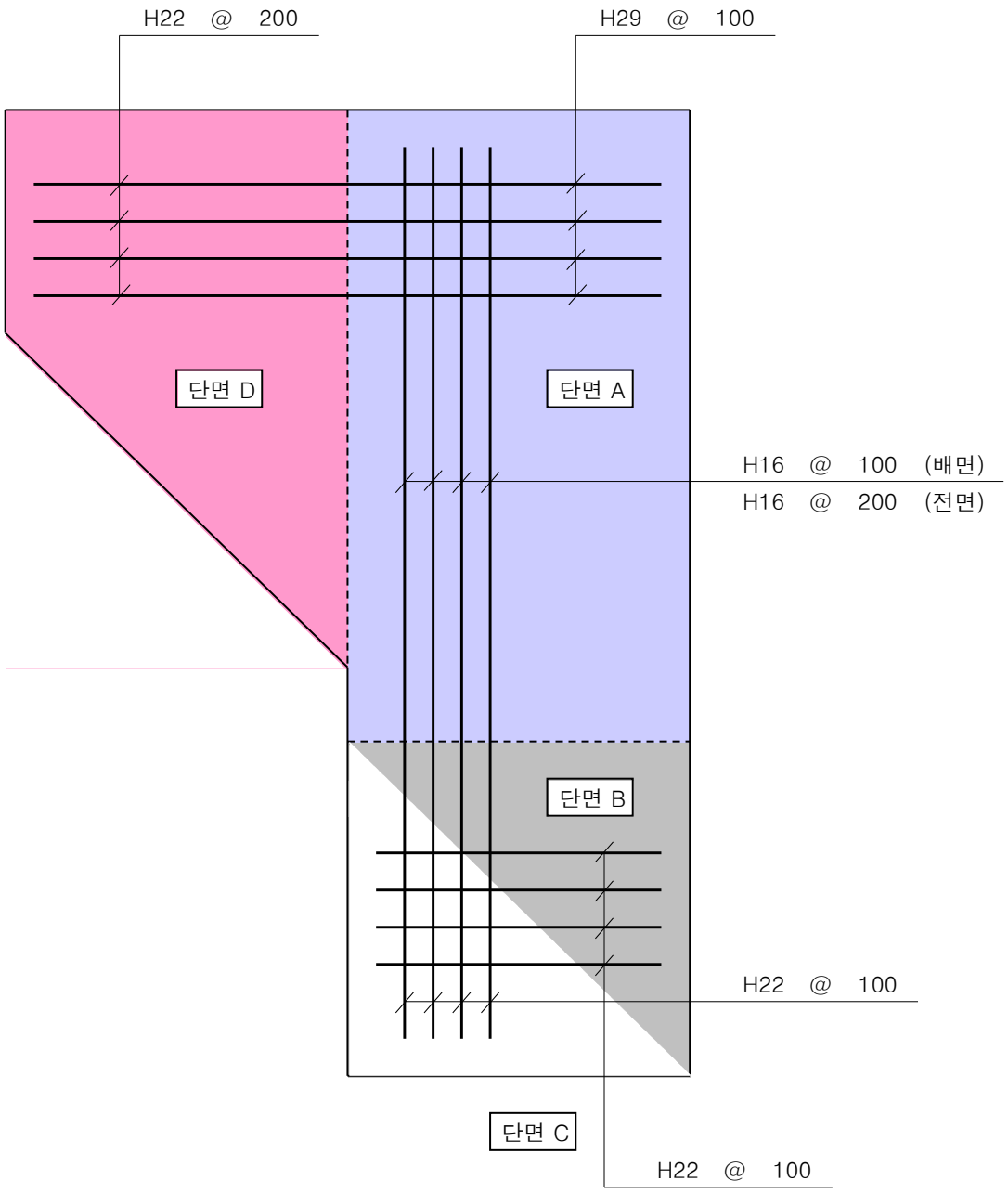
(As)use : H 16 @ 100 = 1986.000 mm^2 (배면)

H 16 @ 200 = 993.000 mm^2 (전면)

2979.000 mm^2 > 1800.000 mm^2 ☞ O.K

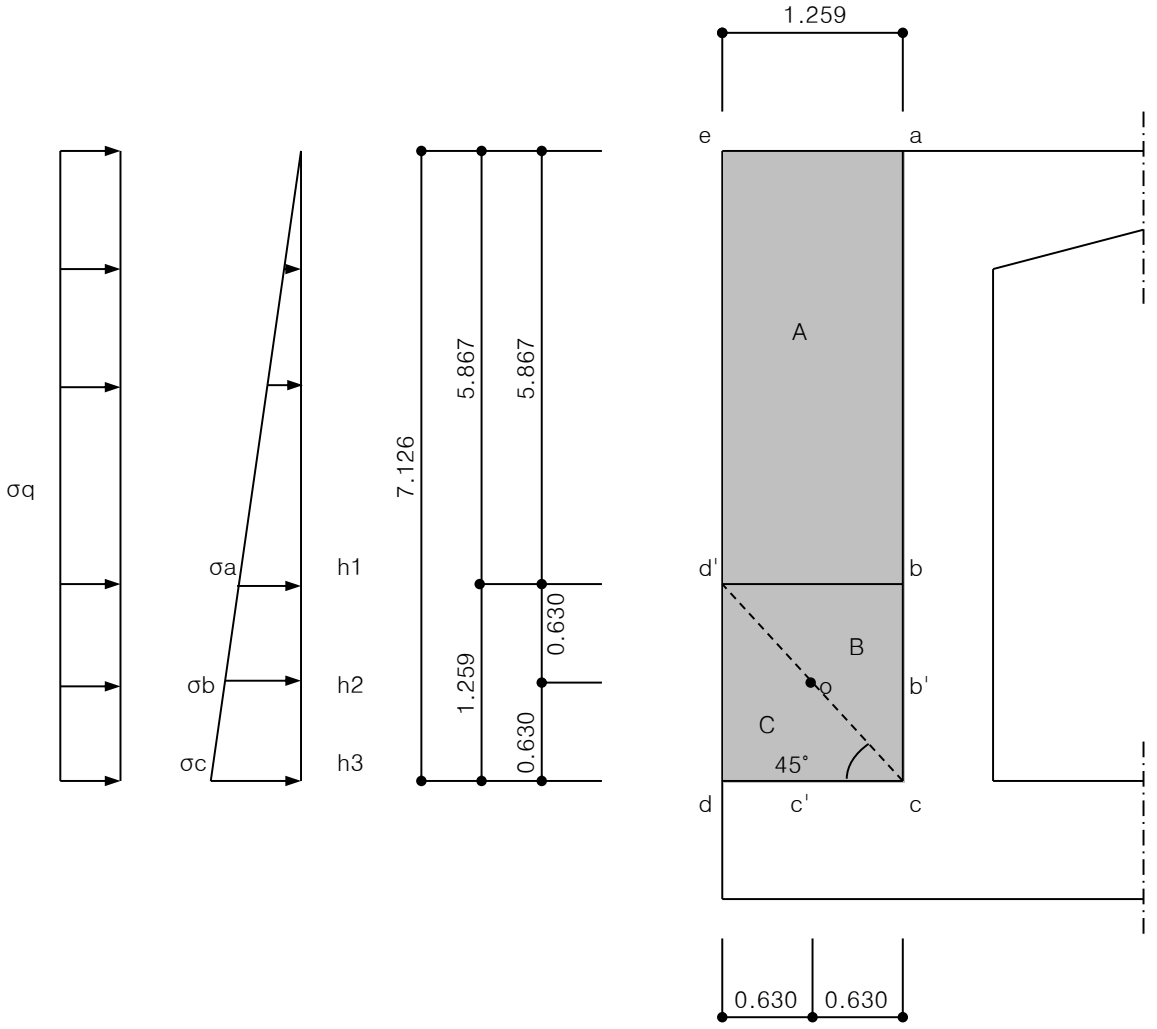
<3차현장자문회의 결과 반영>

6) 주철근 조립도



13 .2 날개벽(하천방향 2개소)

1) 검토 단면



· 날개벽 두께 T = 500 mm
· 배면토의 단위중량 ɣ = 20 kN/m^3
· 배면토의 전단저항각 Φ = 35 °

· 측벽형 날개벽은 2 변 고정판으로 설계를 해야하나 길이가 8 m 이하이면 관용적 방법으로 설계해도 좋다. *[도로교 설계기준 해설] p.736~737*

∴ L = 1.259 m ≤ 8.000 m ⇒ 관용적 방법으로 설계

· 날개벽 배면의 흙은 활하중에 의해 끊임없이 전압되는 등으로 정지토압 혹은 그 이상의 것이 작용할 가능성도 있어서 설계토압은 적어도 정지토압을 생각해둘 필요가 있다.

∴ Ko = 1 − sinΦ = 1 − sin (35 °) = 0.426

2) 하중 계산

B. 단면 A 하중계산

· 합력을 구하여 a – b 구간에 등분포 시켜도 좋다.

$\sigma q = Ko \times q\ell = 0.426 \times 10.00 = 4.260$ kN/m²

$\sigma c = Ko \times \gamma t \times h1 = 0.426 \times 20.00 \times 5.867 = 49.987$ kN/m²

– 계수하중

$Pau = 1.6 \times 1/2 \times \sigma c \times h3 + 1.6 \times \sigma q \times h3$

$= 1.6 \times 1/2 \times 49.99 \times 5.867 + 1.6 \times 4.260 \times 5.867 = 274.608$ kN/m

$Mau = 1/2 \times Pau \times L^2$

$= 1/2 \times 274.608 \times 1.259^2 = 217.638$ kN·m

$Vau = Pau \times L = 274.608 \times 1.259 = 345.731$ kN

· a – b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$Mu = Mau / 5.867 = 37.095$ kN·m/m

$Vu = Vau / 5.867 = 58.928$ kN/m

– 사용하중

$Pas = 1.0 \times 1/2 \times \sigma c \times h3 + 1.0 \times \sigma q \times h3$

$= 1.0 \times 1/2 \times 49.99 \times 5.867 + 1.0 \times 4.260 \times 5.867 = 171.630$ kN/m

$Mas = 1/2 \times Pas \times L^2$

$= 1/2 \times 171.630 \times 1.259^2$

$= 136.024$ kN·m

$Vas = Pas \times L = 171.630 \times 1.259 = 216.082$ kN

· a – b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$Ms = Mas / 5.867 = 23.185$ kN·m/m

$Vs = Vas / 5.867 = 36.830$ kN/m

C. 단면 B 하중계산

· b – c 에 지지된 켄틸레버보로서 설계한다.
· b – b' 및 b'– c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계하는 것이 좋다.

σq = Ko × qℓ = 0.426 × 10.00 = 4.260 kN/m²
σa = Ko × γt × h1 = 0.426 × 20.00 × 5.867 = 49.987 kN/m²
σb = Ko × γt × h2 = 0.426 × 20.00 × 6.497 = 55.350 kN/m²

– 계수하중
P1u = 1.6 × 49.99 + 1.6 × 4.260 = 86.795 kN/m²
P2u = 1.6 × 55.35 + 1.6 × 4.260 = 95.376 kN/m²
Mbu = 1/2 × P1u × L^2 = 1/2 × 86.80 × 1.259 ² = 68.789 kN·m/m
Vbu = P1u × L = 86.80 × 1.259 = 109.275 kN/m
Mb'u = 1/2 × P2u × L^2 = 1/2 × 95.4 × 0.630 ² = 18.897 kN·m/m
Vb'u = P2u × L = 95.38 × 0.630 = 60.039 kN/m

∴ Mu = 68.789 kN·m Vu = 109.275 kN

– 사용하중
P1s = 1.0 × 49.99 + 1.0 × 4.260 = 54.247 kN/m²
P2s = 1.0 × 55.35 + 1.0 × 4.260 = 59.610 kN/m²
Mbs = 1/2 × P1s × L^2 = 1/2 × 54.25 × 1.259 ² = 42.993 kN·m/m
Vbs = P1s × L = 54.25 × 1.259 = 68.297 kN/m
Mb's = 1/2 × P2s × L^2 = 1/2 × 59.6 × 0.63 ² = 11.811 kN·m/m
Vb's = P2s × L = 59.6 × 0.63 = 37.524 kN/m

∴ Ms = 42.993 kN·m Vs = 68.297 kN

D. 단면 C 하중계산

· c – d 에 지지된 켄틸레버보로서 설계한다.
· c – c' 및 c'– d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계하는 것이 좋다.

σq = Ko × qℓ = 0.426 × 10.00 = 4.260 kN/m²
σa = Ko × γt × h1 = 0.426 × 20.00 × 5.867 = 49.987 kN/m²
σb = Ko × γt × h2 = 0.426 × 20.00 × 6.497 = 55.350 kN/m²
σc = Ko × γt × h3 = 0.426 × 20.00 × 7.126 = 60.714 kN/m²

– 계수하중
P1u = 1.6 × 49.99 + 1.6 × 4.260 = 86.795 kN/m²
P2u = 1.6 × 55.35 + 1.6 × 4.260 = 95.376 kN/m²
P3u = 1.6 × 60.71 + 1.6 × 4.260 = 103.958 kN/m²
Mcu = 1/6 × (2 × P1u + P3u) × L^2
= 1/6 × (2 × 86.80 + 104.0) × 1.259 ² = 73.323 kN·m/m
Vcu = 1/2 × (P1u + P3u) × L
= 1/2 × (86.80 + 104.0) × 1.259 = 120.079 kN/m
Mc'u = 1/6 × (2 × P2u + P3u) × L^2
= 1/6 × (2 × 95.4 + 104.0) × 0.630 ² = 19.464 kN·m/m
Vc'u = 1/2 × (P2u + P3u) × L
= 1/2 × (95.4 + 104.0) × 0.630 = 62.740 kN/m

∴ Mu = 73.323 kN·m/m Vu = 120.079 kN/m

– 사용하중
P1s = 1.0 × 49.99 + 1.0 × 4.260 = 54.247 kN/m²
P2s = 1.0 × 55.35 + 1.0 × 4.260 = 59.610 kN/m²
P3s = 1.0 × 60.71 + 1.0 × 4.260 = 64.974 kN/m²
Mcs = 1/6 × (2 × P1s + P3s) × L^2
= 1/6 × (2 × 54.25 + 65.0) × 1.259 ² = 45.827 kN·m/m
Vcs = 1/2 × (P1s + P3s) × L
= 1/2 × (54.25 + 65.0) × 1.259 = 75.050 kN/m
Mc's = 1/6 × (2 × P2s + P3s) × L^2
= 1/6 × (2 × 59.6 + 65.0) × 0.630 ² = 12.165 kN·m/m
Vc's = 1/2 × (P2s + P3s) × L
= 1/2 × (59.6 + 65.0) × 0.630 = 39.213 kN/m

∴ Ms = 45.827 kN·m/m Vs = 75.050 kN/m

3) 설계 단면력 집계

A. 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	37.095	68.789	73.323
전단력(kN)	58.928	109.275	120.079

B. 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	23.185	42.993	45.827
전단력(kN)	36.830	68.297	75.050

4) 단면 검토

A. 단면 A 검토

① 검토 조건

Mu	37.10	kN-m	Vu	58.93	kN
fck	30	MPa	fy	400	MPa
H	500	mm	B	1000	mm
D	420	mm	dc	80	mm

β1 = 0.836 Φf = 0.85 Φv = 0.85

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

단 위	직 경	간 격	단 수	철근면적	적 합 유 무	비 고
mm	H13	125	1	1013.60	O.K	
TOTAL				1013.60 mm^2		

a = (As x fy)/ (0.85 x fck x b) = 15.9 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H - a/β1-dc_min) / (a/β1)

εt = 0.07587 > 0.004 (최소허용 인장변형률) ∴ O.K

인장지배구간 ===> Φf = 0.85 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x (d - a/2)

= 0.85 x 1013.6 x 400 x (420 - 15.9 / 2) / 1000000

= 142.00 kN -m > Mu = 37.10 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = 0.0157 As

As = Mu / (Φ x fy x (d-a/2), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 261.04 mm^2

∴ a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = (261.04 x 400) / (0.85 x 30 x 1000)

= 4.095 mm

ρuse = As / (B x D) = 0.0020

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 420 = 1470.00 mm^2

As2 = 4/3 x 261.04 = 348.05 mm^2

Asreq = 348.05 mm^2

∴ ρuse < 4/3ρreq CASE이므로 O.K

③ 전단력 검토

$\Phi v\ Vc = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times B \times D$

$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 420 / 1000$

$= 325.90\ kN > Vu = 58.93\ kN$

∴ 전단철근이 필요없음.

④ 사용성 검토

$Mo = 23.19\ kN-m$

$n = Es / Ec = 200000 / 28577 = 7$

$\rho = As / (bd) = 0.00241$

$k = -n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)} = 0.168$

$j = 0.944$

$x = k \times d = 70.56\ mm$

$fc = 2\ Mo / (b \cdot x \cdot (d - x/3))$

$= 2 \times 23.185 \times 1000000 / (1000 \times 70.56 \times (420 - 70.56 / 3))$

$= 1.658\ MPa$

$fs = Mo / (As\ (d - x/3))$

$= 23.185 \times 1000000 / (1013.6 \times (420 - 70.56 / 3))$

$= 57.692\ MPa$

$fst = fs\ (h - dcmin - x)/(d - x)$

$= 57.692 \times (500 - 80 - 70.56) / (420 - 70.56)$

$= 57.692\ MPa$

최외단철근 소요중심간격

$s = Min\ [375\ (210/fst) - 2.5Cc\ , 300\ (210/fst) = 1092.01\ mm$

여기서 $Cc = 80 - 6.5 = 73.5\ mm$

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 1092.01 mm ∴ O.K

B. 단면 B 검토

① 검토 조건

Mu	68.79	kN-m	Vu	109.28	kN
fck	30	MPa	fy	400	MPa
H	500	mm	B	1000	mm
D	420	mm	dc	80	mm

β1 = 0.836 Φf = 0.85 Φv = 0.85

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

단 위	직 경	간 격	단 수	철근면적	적 합 유 무	비 고
mm	H13	125	1	1013.60	O.K	
TOTAL				1013.60 mm^2		

a = (As x fy)/ (0.85 x fck x b) = 15.9 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H − a/β1−dc_min) / (a/β1)

εt = 0.07587 > 0.004 (최소허용 인장변형률) ∴ O.K

인장지배구간 ===> Φf = 0.85 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x (d − a/2)

= 0.85 x 1013.6 x 400 x (420 − 15.9 / 2) / 1000000

= 142.00 kN −m > Mu = 68.79 kN −m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = 0.0157 As

As = Mu / (Φ x fy x (d−a/2), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 486.13 mm^2

∴ a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = (486.13 x 400) / (0.85 x 30 x 1000)

= 7.626 mm

ρuse = As / (B x D) = 0.0020

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy) = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 420 = 1470.00 mm^2

As2 = 4/3 x 486.13 = 648.17 mm^2

Asreq = 648.17 mm^2

∴ ρuse < 4/3ρreq CASE이므로 O.K

③ 전단력 검토

$\Phi v\ Vc = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times B \times D$

$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 420 / 1000$

$= 325.90\ kN > Vu = 109.28\ kN$

∴ **전단철근이 필요없음.**

④ 사용성 검토

Mo = 42.99 kN -m

n = Es / Ec = 200000 / 28577 = 7

ρ = As / (bd) = 0.00241

k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.168

j = 0.944

x = k x d = 70.56 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 42.993 x 1000000 / (1000 x 70.56 x (420 - 70.56 / 3))

= 3.074 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 42.993 x 1000000 / (1013.6 x (420 - 70.56 / 3))

= 106.982 MPa

fst = fs (h - dcmin - x)/(d-x)

= 106.982 x (500 - 80 - 70.56) / (420 - 70.56)

= 106.982 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst) = 552.36 mm

여기서 Cc = 80 - 6.5 = 73.5 mm

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 552.36 mm ∴ O.K

C. 단면 C 검토

① 검토 조건

Mu	73.32	kN-m	Vu	120.08	kN
fck	30	MPa	fy	400	MPa
H	500	mm	B	1000	mm
D	420	mm	dc	80	mm

β1 = 0.836 Φf = 0.85 Φv = 0.85

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

단 위	직 경	간 격	단 수	철근면적	적 합 유 무	비 고
mm	H13	125	1	1013.60	O.K	
TOTAL				1013.60	mm^2	

a = (As x fy)/ (0.85 x fck x b) = 15.9 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H − a/β1−dc_min) / (a/β1)

εt = 0.07587 > 0.004 (최소허용 인장변형률) ∴ O.K

인장지배구간 ===> Φf = 0.85 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x (d − a/2)

= 0.85 x 1013.6 x 400 x (420 − 15.9 / 2) / 1000000

= 142.00 kN −m > Mu = 73.32 kN −m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = 0.0157 As

As = Mu / (Φ x fy x (d−a/2), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 518.49 mm^2

∴ a = (As x fy)/ (Φ x fck x b) = (518.49 x 400) / (0.85 x 30 x 1000)

= 8.133 mm

ρuse = As / (B x D) = 0.0020

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy) = 0.0035

- 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342
- 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 420 = 1470.00 mm^2

As2 = 4/3 x 518.49 = 691.32 mm^2

Asreq = 691.32 mm^2

∴ ρuse < 4/3ρreq CASE이므로 O.K

③ 전단력 검토

$\Phi v\ Vc = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times B \times D$

$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 420 / 1000$

$= 325.90\ kN > Vu = 120.08\ kN$

∴ **전단철근이 필요없음.**

④ 사용성 검토

Mo = 45.83 kN -m

n = Es / Ec = 200000 / 28577 = 7

ρ = As / (bd) = 0.00241

k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.168

j = 0.944

x = k x d = 70.56 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 45.827 x 1000000 / (1000 x 70.56 x (420 - 70.56 / 3))

= 3.276 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 45.827 x 1000000 / (1013.6 x (420 - 70.56 / 3))

= 114.034 MPa

fst = fs (h - dcmin - x)/(d-x)

= 114.034 x (500 - 80 - 70.56) / (420 - 70.56)

= 114.034 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst) = 506.83 mm

여기서 Cc = 80 - 6.5 = 73.5 mm

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 506.83 mm ∴ O.K

5) 배력철근 검토

[도로교 설계기준] p.113,252

▷ 노출면에 양방향에 단위m당 300mm^2 이상 배근한다.

- 배력 철근량 : = 300.0 mm^2

▷ 건조수축 및 온도철근 기준 : 0.0015hs (h는 부재의두께, s는 온도철근의 간격)

단, h가 1.2m를 초과하는 경우에는 h를 1.2m보다 크게 취할 필요는 없다.

- 배력 철근량 : 0.002 × 500 × 125 = 93.750 mm^2

[콘크리트 구조설계기준해설] p.108,109

▷ 건조수축 및 온도철근 기준 : h는 부재의 두께, b는 부재의 폭

┌ 0.002hb – 철근의 설계기준강도가 400MPa이하

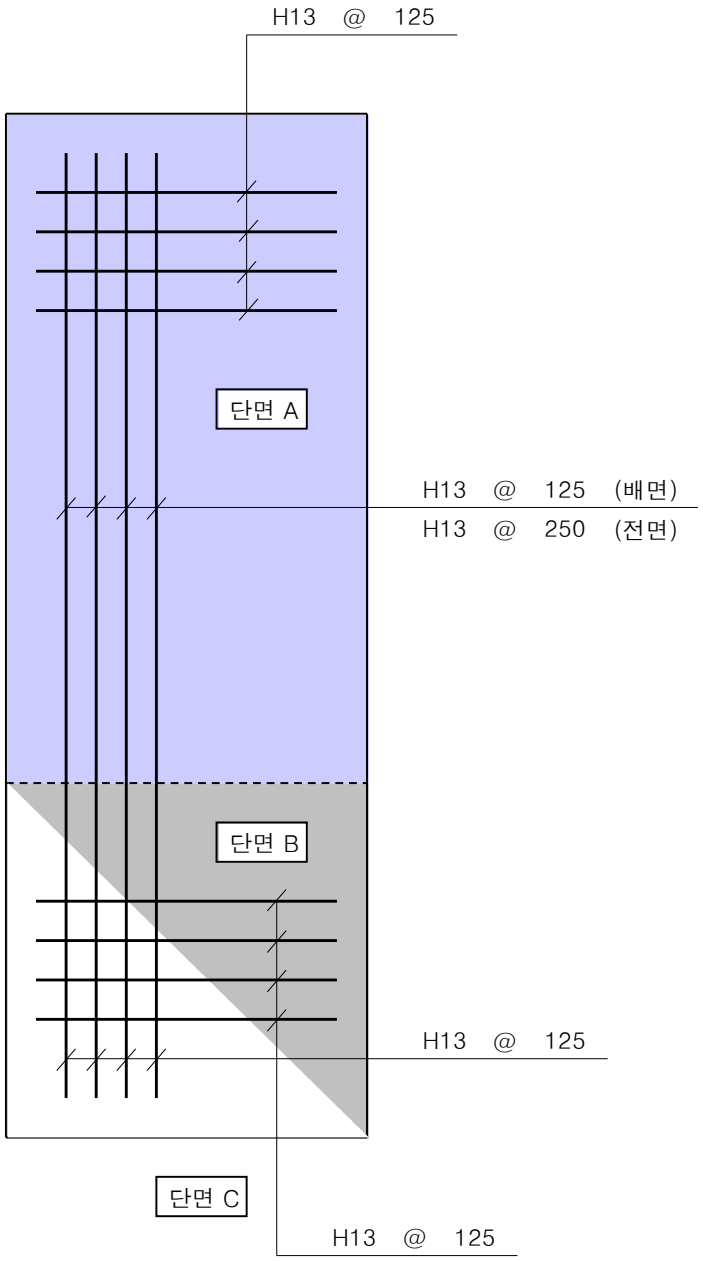
└ 0.002 x 400 / fy – 0.0035의 항복변형률에서 측정한 철근의 설계기준항복강도가 400MPa를 초과시

단, 어떤경우에도 0.0014hb이상이어야하고, 위에 요구된 온도철근의 단면적이 1800mm^2보다 클 필요는 없다.

- 배력 철근량 : 0.002 × 500 × 1000 = 1000.000 mm^2 ①
  = 1800.000 mm^2 ②
  min (①,②) = 1000.000 mm^2

(As)use : H 13 @ 125 = 1013.600 mm^2 (배면)
H 13 @ 250 = 506.800 mm^2 (전면)
1520.400 mm^2 > 1000.000 mm^2 ☞ O.K

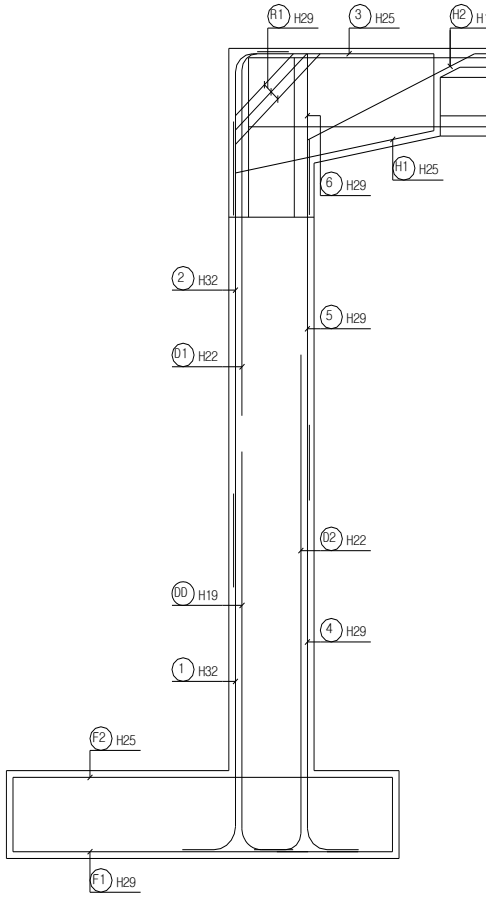
6) 주철근 조립도



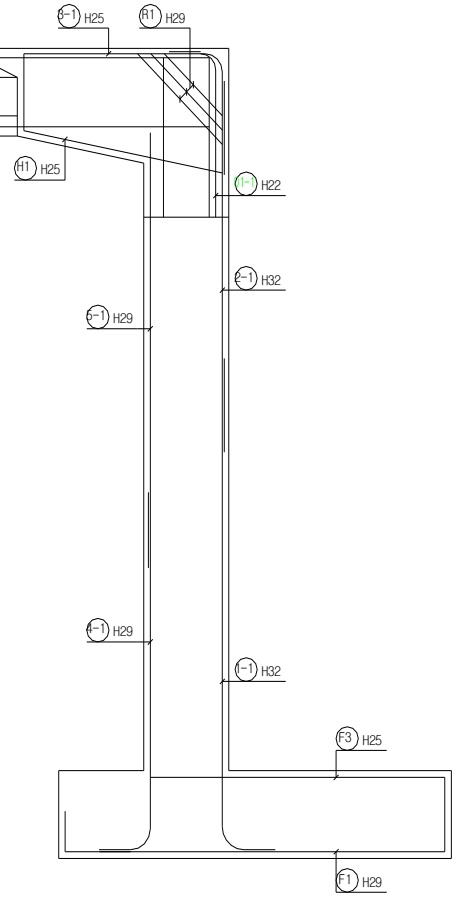
14 . 주철근 조립도

<3차현장자문회의 결과 반영>

① CYCLE C.T.C 250



② CYCLE C.T.C 250



3.2 옹벽공

3.2.1 A1(H=5.5m) 좌우측

▶ 옹벽 5.5M

1. 일 반 단 면

1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽
기 초 형 식 : 직 접 기 초
옹 벽 높 이 : H = 5.500 M
옹 벽 저 판 : B = 3.700 M

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.400

가속도 계수 A : 0.154
수평지진계수 Kh : 0.077

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : fck = 30.0 MPa
철 근 : fy = 400.0 MPa

2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량(γc) : 24.500 KN/㎥
뒷채움흙의 단위 중량(γt) : 19.000 KN/㎥
뒷채움흙의 내부마찰각(Φ_1) : 30.000 °
지지지반의 내부마찰각(Φ_2) : 30.000 °
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/㎡
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움의 성토높이 : 10.000 m
옹벽전면의 토 피 고(Df) : 1.500 m

2.3 사용토압

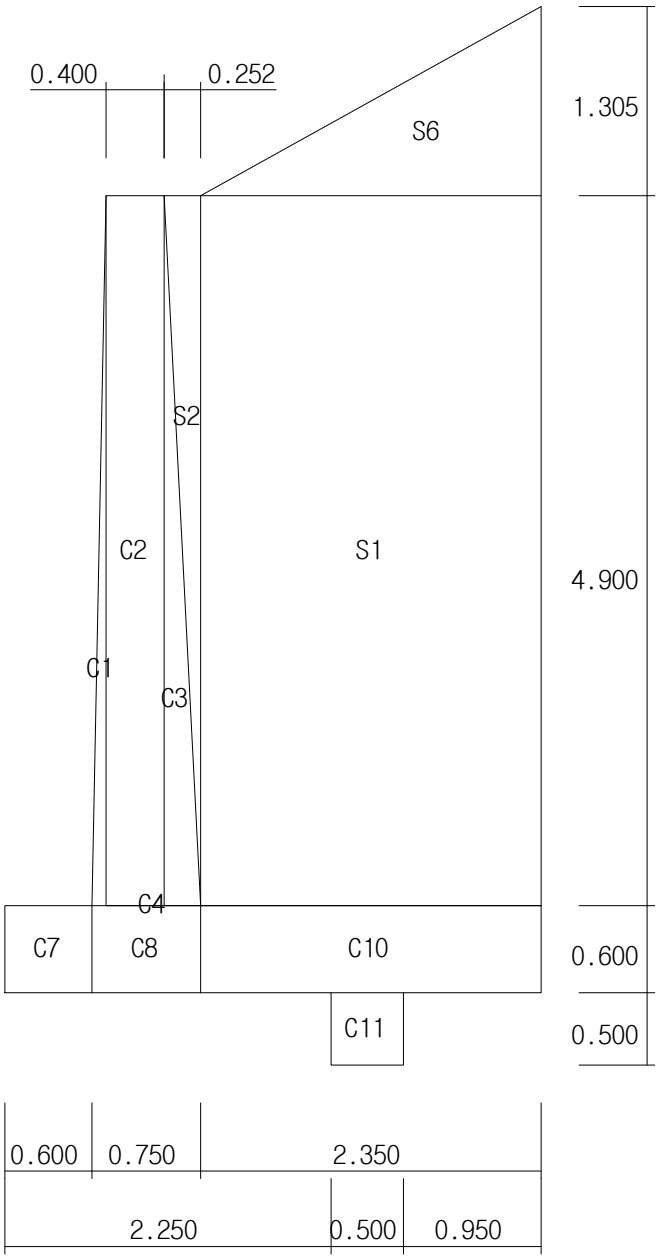
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : qℓ = 35.00 KN/㎡
과재고정하중 : qd = 15.00 KN/㎡

2.5 검토단면



H = 5.500 M B = 3.700 M α = 29.050 °

3. 안 정 계 산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	ɣ	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.240	24.5	5.88	0.077	0.45	0.665	2.233	3.91	1.01
C2	1.960	24.5	48.02	0.077	3.70	0.898	3.050	43.12	11.28
C3	0.617	24.5	15.13	0.077	1.16	1.182	2.233	17.88	2.601
C4	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.024	0.600	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.350	0.600	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.400	0.600	0.00	0.00
C7	0.360	24.5	8.82	0.077	0.68	0.300	0.300	2.65	0.20
C8	0.450	24.5	11.03	0.077	0.85	0.975	0.300	10.75	0.25
C9	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	2.133	0.600	0.00	0.00
C10	1.410	24.5	34.55	0.077	2.66	2.525	0.300	87.23	0.80
C11	0.250	24.5	6.13	0.077	0.47	2.500	-0.250	15.31	-0.12
소계	5.288		129.54		9.97			180.85	16.03
S1	11.515	19.0	218.79	0.077	16.85	2.525	3.050	552.43	51.38
S2	0.617	19.0	11.73	0.077	0.90	1.266	3.867	14.85	3.49
S3	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.350	0.600	0.00	0.00
S4	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	2.525	0.600	0.00	0.00
S5	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	2.917	0.600	0.00	0.00
S6	1.534	19.0	29.14	0.077	2.24	2.917	5.935	84.99	13.32
소계	13.666		259.66		19.99			652.28	68.19
총계			389.20		29.97			833.13	84.22

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 27.444 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 44.50 °일때..Ka = 0.6086
α= 44.00 °일때..Ka = 0.6200
α= 43.50 °일때..Ka = 0.6297
α= 43.00 °일때..Ka = 0.6377
α= 42.50 °일때..Ka = 0.6440
α= 42.00 °일때..Ka = 0.6485
α= 41.50 °일때..Ka = 0.6511

▷ α= 41.00 °일때..Ka = 0.6518 최대값

α= 40.50 °일때..Ka = 0.6505
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6472
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6417
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6339
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6239
α= 38.00 °일때..Ka = 0.6116
α= 37.50 °일때..Ka = 0.5967

∴ Ka = 0.652 (쐐기중량 W = 1441.472 KN)
Kah = 0.652 ×cos 27.444 ° = 0.578
Kav = 0.652 ×sin 27.444 ° = 0.300

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.578 ×19.0 ×6.805²
= 254.502 KN.m

Pav = 1/2 ×Kav × γt ×H²
= 1/2 ×0.300 ×19.0 ×6.805²
= 132.171 KN/m

y = H / 3 = 6.805 / 3 = 2.268 m
χ = 3.700 m

Mo = Pah ×y = 254.502 ×2.268
= 577.322 KN.m

Mr = Pav × χ= 132.171 ×3.700
= 489.034 KN.m

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각(δ= Φ) : 30.000 ° (∵ β+ Θ > Φ)
여기서... Θ= tan-1(kh/(1-kv)) : 4.403 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5299
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5317
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5333
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5347
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5357
α= 45.00 °일때..Kae = 0.5366
α= 44.50 °일때..Kae = 0.5371

▷ α= 44.00 °일때..Kae = 0.5373 최대값

α= 43.50 °일때..Kae = 0.5372
α= 43.00 °일때..Kae = 0.5368
α= 42.50 °일때..Kae = 0.5360
α= 42.00 °일때..Kae = 0.5348
α= 41.50 °일때..Kae = 0.5332
α= 41.00 °일때..Kae = 0.5312
α= 40.50 °일때..Kae = 0.5288

∴ Kae = 0.537 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 719.776 KN)
Kaeh = 0.537 ×cos 30.000 ° = 0.465
Kaev = 0.537 ×sin 30.000 ° = 0.269

Paeh = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.465 ×19.0 ×6.805²
= 204.721 KN/m

Paev = 1/2 ×Kaev × γt ×H²
= 1/2 ×0.269 ×19.0 ×6.805²

= 118.195 KN/m

y = H / 2 = 6.805 / 2 = 3.403 m
χ = 3.700 m

Mo = Paeh × y = 204.721 × 3.403
= 696.593 KN.m

Mr = Paev × χ = 118.195 × 3.700
= 437.323 KN.m

3) 과재하중

① 상시 과재하중

q = 35.00 + 15.00 = 50.00 KN/㎡

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	129.544	0.000	180.849	0.000
재하토사 자중	259.657	0.000	652.278	0.000
토 압	132.171	254.502	489.034	577.322
∑	521.372	254.502	1322.161	577.322

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	129.544	9.975	180.849	16.029
재하토사 자중	259.657	19.994	652.278	68.192
토 압	118.195	204.721	437.323	696.593
∑	507.396	234.689	1270.450	780.814

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

∑V = 521.372 KN
∑Mr = 1322.161 KN.m
∑Mo = 577.322 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 3.700 / 2 - (1322.161 - 577.322) / 521.372
= 0.421 m ≤ B/6 = 0.617 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.421 m ≤ B/6 = 0.617 m ∴ O.K

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Mr / ∑Mo = 1322.161 / 577.322
= 2.290 ≥ 2.0 ∴ O.K

2) 지진시 안정검토

∑V = 507.396 KN
∑Mr = 1270.450 KN.m
∑Mo = 780.814 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 3.700 / 2 - (1270.450 - 780.814) / 507.396
= 0.885 m > B/6 = 0.617 m ∴ 삼각형 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.885 m ≤ B/3 = 1.233 m ∴ O.K

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 30.000 °
지지지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
지지지반의 점 착 력 : 0.0 KN/㎡
성토지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
기초의 유효 근입깊이 : 1.500 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 3.700 - 2 ×0.421 = 2.857m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ qu = 1175.980 KN/㎡
∴ qa = 391.993 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 237.200 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 44.622 KN/㎡

q_max = 237.200 ≤ qa ∴O.K

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 3.700 - 2 ×0.885 = 1.930m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ que = 1002.449 KN/㎡
∴ qae = 501.225 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

q_max = (2 · ∑V) / (L · x) = 350.533 KN/㎡
여기서 x = 3 (B/2 - e) = 2.895 m

q_max = 350.533 ≤ qae ∴O.K

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

율석을 부설하였을 경우 0.6과 tan(Φ) 중 작은값이므로
마찰계수 μ= tan(ΦB) = Min(0.6,tan(Φ)) = 0.577
점 착 력 C = 0.0 KN/㎡

2) 상시 안정검토

∑V = 521.372 KN
∑H = 254.502 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 213.944 + 160.753 + 68.946
= 443.644 KN

여기서 Kp = 3.000 (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
L = 0.500 m
Ae = 2.857 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 443.644 / 254.502
= 1.743 ≥ 1.5 ∴ O.K

3) 지진시 안정검토

∑V = 507.396 KN
∑H = 234.689 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 186.880 + 213.140 + 14.541
= 414.561 KN

여기서 Kp = 2.863 (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
L = 0.500 m
Ae = 1.930 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 414.561 / 234.689
= 1.766 ≥ 1.2 ∴ O.K

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)
LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)
LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)
LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)
LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)

∑V = 736.895 KN
∑Mr = 1907.175 KN.m
∑Mo = 923.716 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 3.700 / 2 - (1907.175 - 923.716) / 736.895
  = 0.515 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 365.616 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 32.705 KN/㎡

(2) LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)

∑V = 834.195 KN
∑Mr = 2115.457 KN.m
∑Mo = 923.716 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 3.700 / 2 - (2115.457 - 923.716) / 834.195
  = 0.421 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 379.521 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 71.396 KN/㎡

(3) LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)

∑V = 736.895 KN
∑Mr = 1907.175 KN.m
∑Mo = 923.716 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 3.700 / 2 - (1907.175 - 923.716) / 736.895
  = 0.515 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 365.616 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 32.705 KN/㎡

(4) LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

∑V = 507.396 KN
∑Mr = 1270.450 KN.m
∑Mo = 780.814 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 3.700 / 2 - (1270.450 - 780.814) / 507.396
  = 0.885 m > B/6 ∴ 삼각형 반력분포

Q_max = (2 ·∑V) / (L ·x) = 350.533 KN/㎡
  여기서 x = 3 (B/2 - e) = 2.895 m (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(5) LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		앞굽자중	지반반력	총 계
LCB1	전단력	-11.907	203.174	191.267
	모멘트	-3.572	62.572	59.000
LCB2	전단력	-14.112	212.723	198.611
	모멘트	-4.234	65.316	61.082
LCB3	전단력	-11.907	203.174	191.267
	모멘트	-3.572	62.572	59.000
LCB4	전단력	-8.820	188.525	179.705
	모멘트	-2.646	58.737	56.091
LCB5	전단력	-8.820	132.952	124.132
	모멘트	-2.646	40.822	38.176

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	54.905	334.700	0.000	-325.303	211.474	275.775
	모멘트	64.306	408.681	0.000	-284.924	496.964	685.028
LCB2	전단력	65.072	396.682	0.000	-397.728	211.474	275.500
	모멘트	76.215	484.363	0.000	-377.267	496.964	680.274
LCB3	전단력	54.905	334.700	0.000	-325.303	211.474	275.775
	모멘트	64.306	408.681	0.000	-284.924	496.964	685.028
LCB4	전단력	40.670	247.926	0.000	-144.513	118.195	262.279
	모멘트	47.634	302.727	0.000	-74.424	277.759	553.696
LCB5	전단력	40.670	247.926	0.000	-248.580	132.171	172.187
	모멘트	47.634	302.727	0.000	-235.792	310.603	425.171

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

ⓐ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °

흙과 콘크리트의 마찰각(δ): 10.000 °
옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 2.944 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 41.50 °일때..Ka = 0.6159
α= 41.00 °일때..Ka = 0.6182
α= 40.50 °일때..Ka = 0.6202
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6219
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6260
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6364
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6430

▷ α= 38.00 °일때..Ka = 0.6457 최대값

α= 37.50 °일때..Ka = 0.6443
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6386
α= 36.50 °일때..Ka = 0.6285
α= 36.00 °일때..Ka = 0.6138
α= 35.50 °일때..Ka = 0.5944
α= 35.00 °일때..Ka = 0.5700
α= 34.50 °일때..Ka = 0.5404

∴ Ka = 0.646 (쐐기중량 W = 1054.311 KN)
Kah = 0.646 ×cos 12.944 ° = 0.629
Kav = 0.646 ×sin 12.944 ° = 0.145

ⓑ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 53.00 °일때..Kae = 0.5506
α= 52.50 °일때..Kae = 0.5518
α= 52.00 °일때..Kae = 0.5529
α= 51.50 °일때..Kae = 0.5538
α= 51.00 °일때..Kae = 0.5546
α= 50.50 °일때..Kae = 0.5551
α= 50.00 °일때..Kae = 0.5555

▷ α= 49.50 °일때..Kae = 0.5557 최대값

α= 49.00 °일때..Kae = 0.5557
α= 48.50 °일때..Kae = 0.5555
α= 48.00 °일때..Kae = 0.5550
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5544
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5535
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5524
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5510

∴ Kae = 0.556 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 299.846 KN)
Kaeh = 0.556 ×cos 2.944 ° = 0.555
Kaev = 0.556 ×sin 2.944 ° = 0.029

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$Pah = 1/2 \times Kah \times \gamma_t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.629 \times 19.0 \times 4.900^2 = 143.537$ KN/m

$y = H / 3 = 4.900 / 3 = 1.633$ m

$Mo = Pah \times y = 143.537 \times 1.633 = 234.444$ KN.m

ⓑ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.555 ×19.0 ×4.900² = 126.582 KN/m

y = H / 2 = 4.900 / 2 = 2.450 m

Mo = Pah ×y = 126.582 ×2.450 = 310.126 KN.m

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

q = 35.00 + 15.00 + 50.00 KN/㎡

i) 벽체 하부 (C-C)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.240	24.5	5.882	0.077	0.453	1.633	0.740
C2	1.960	24.5	48.020	0.077	3.698	2.450	9.059
C3	0.617	24.5	15.126	0.077	1.165	1.633	1.902
합 계 (벽체 하부)			69.029		5.315		11.701

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	229.660	0.000	0.000	229.660
	모멘트	375.111	0.000	0.000	375.111
LCB2	전단력	229.660	0.000	0.000	229.660
	모멘트	375.111	0.000	0.000	375.111
LCB3	전단력	229.660	0.000	0.000	229.660
	모멘트	375.111	0.000	0.000	375.111
LCB4	전단력	126.582	0.000	5.315	131.897
	모멘트	310.126	0.000	11.701	321.828
LCB5	전단력	143.537	0.000	0.000	143.537
	모멘트	234.444	0.000	0.000	234.444

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과
활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q3+q4)}{2} Kp\ L + \frac{(q4+q5)}{2} B\ \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

Kp = 3.000 μ= 0.577 (상 시)
Kpe = 2.863 μ= 0.577 (지진시)

(단위 : KN, m)

구 분		활동저항력	마 찰 력	총 계
LCB1	전단력	303.197	40.610	343.806
	모멘트	75.799	10.152	85.952
LCB2	전단력	342.311	49.458	391.769
	모멘트	85.578	12.365	97.942
LCB3	전단력	303.197	40.610	343.806
	모멘트	75.799	10.152	85.952
LCB4	전단력	186.880	13.806	200.687
	모멘트	46.720	3.452	50.172
LCB5	전단력	213.944	30.911	244.856
	모멘트	53.486	7.728	61.214

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

(단위 : KN, m)

구 분	Mu	Mcr	Vu
앞 굽 판 (A-A)	61.082	38.176	198.611
뒷 굽 판 (B-B)	375.111	234.444	275.775
벽 체 하 부 (C-C)	375.111	234.444	229.660
활동 방지벽 (E-E)	97.942	61.214	391.769

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판과의
접속점의 모멘트평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를
초과하지 않는다.- 옹벽표준도작성연구용역 종합보고서, 1998. 건교부)

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 61.082 KN.m 계수 전단력 Vu = 198.611 KN
단면의 두께 H = 600.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 500.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00318
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04732 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 263364600.000 N.mm
= 263.365 KN.m ≥ Mu = 61.082 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.352 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 341.171 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.352 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00068 ⇒ 4/3 Preq = 0.00091
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 387.970 KN
Φv · Vc = 387.970 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 38.176 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00318
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.190 j = 0.937
x = k · d = 94.922 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 1.717 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 51.303 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 51.303 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 1227.99 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 1227.99 mm ..... ∴ O.K

2) 뒷 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 375.111 KN.m 계수 전단력 Vu = 275.775 KN
단면의 두께 H = 600.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 500.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H22 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 3096.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00619
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 48.577 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02281 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 500882200.000 N.mm
= 500.882 KN.m ≥ Mu = 375.111 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 33.834 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 2156.926 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 33.834 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00431 ⇒ 4/3 Preq = 0.00575
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 387.970 KN
Φv · Vc = 387.970 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 234.444 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00619
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.254 j = 0.915
x = k · d = 127.143 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 8.059 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 165.433 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 165.433 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 253.52 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 89.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 253.52 mm ..... ∴ O.K

3) 벽 체 하 부

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 375.111 KN.m 계수 전단력 Vu = 229.660 KN
단면의 두께 H = 750.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 650.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H19 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 2292.000 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00353
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 35.953 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04234 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 492523300.000 N.mm
= 492.523 KN.m ≥ Mu = 375.111 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 25.652 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 1635.306 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 25.652 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00252 ⇒ 4/3 Preq = 0.00335
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 504.361 KN
Φv · Vc = 504.361 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 234.444 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00353
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.199 j = 0.934
x = k · d = 129.265 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 5.977 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 168.539 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 168.539 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 241.00 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 90.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 241.00 mm ..... ∴ O.K

4) 활 동 방 지 벽

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 97.942 KN.m 계수 전단력 Vu = 391.769 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H19 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 1146.000 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00287
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 17.976 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.05281 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 152353800.000 N.mm
= 152.354 KN.m ≥ Mu = 97.942 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 10.815 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 689.476 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 10.815 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00172 ⇒ 4/3 Preq = 0.00230
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Vu > Φv · Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Used Av = H13 ×2.00 ea/m = 253.400 ㎟ (간격 s = 200.0 mm)
Øv · Vs = Øv · Av · fy · D / (s ×1000) = 172.312 KN
s = 200.0 mm ≤ Min(600,0.5D) = 200.0 mm ..... ∴ O.K

Φv · Vn = Φv · Vc + Φv · Vs = 482.688 KN ≥ Vu ..... ∴ O.K

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 61.214 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00287
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.181 j = 0.940
x = k · d = 72.489 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 4.494 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 142.124 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 142.124 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 327.85 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 90.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 327.85 mm ..... ∴ O.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H16
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 993.000 ㎟
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H16@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.265 % ≥ 0.25 % ∴O.K

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
최소 수평철근비 = 0.20 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.211 % ≥ 0.20 % ∴O.K

5. 결 과 요 약

5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

구 분	전 도			활 동			지 지 력		
	작용편심	허용편심	비고	안전율	허용치	비고	최대반력	허용지지력	비고
상 시	0.421	0.617	O.K	1.743	1.500	O.K	237.200	391.993	O.K
지진시	0.885	1.233	O.K	1.766	1.200	O.K	350.533	501.225	O.K

5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약 (단위 : KN,m)

구 분	휨 모 멘 트			전 단 력			최외단 배근 간격(mm)		
	Mu	ØMn	비고	Vu	ØVn	비고	S_st	Sa	비고
앞 굽 판	61.08	263.36	O.K	198.61	387.97	O.K	1228.0	125.0	O.K
뒷 굽 판	375.11	500.88	O.K	275.78	387.97	O.K	253.5	125.0	O.K
벽체 하부	375.11	492.52	O.K	229.66	504.36	O.K	241.0	125.0	O.K
활동방지벽	97.94	152.35	O.K	391.77	482.69	O.K	327.8	250.0	O.K

2) 사용 철근량 요약

구 분	휨 철 근 량			전 단 철 근 량		
	철근배근	피복(mm)	철근량(㎟)	철근배근	간격(mm)	철근량(㎟)
앞 굽 판	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
뒷 굽 판	H22 @ 125mm	100.0	3096.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
벽체 하부	H19 @ 125mm	100.0	2292.000	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
활동방지벽	H19 @ 250mm	100.0	1146.000	H13 x 2.000Leg	200.0	253.400

▶ 옹벽 2.0M

1. 일 반 단 면

1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽
기 초 형 식 : 직 접 기 초
옹 벽 높 이 : H = 2.000 M
옹 벽 저 판 : B = 1.900 M

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.400

가속도 계수 A : 0.154
수평지진계수 Kh : 0.077

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : fck = 30.0 MPa
철 근 : fy = 400.0 MPa

2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량(γc) : 24.500 KN/㎥
뒷채움흙의 단위 중량(γt) : 19.000 KN/㎥
뒷채움흙의 내부마찰각(Φ_1) : 30.000 °
지지지반의 내부마찰각(Φ_2) : 30.000 °
지지지반의 점 착 력(C) : 20.000 KN/㎡
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움의 성토높이 : 반무한 사면
옹벽전면의 토 피 고(Df) : 1.000 m

2.3 사용토압

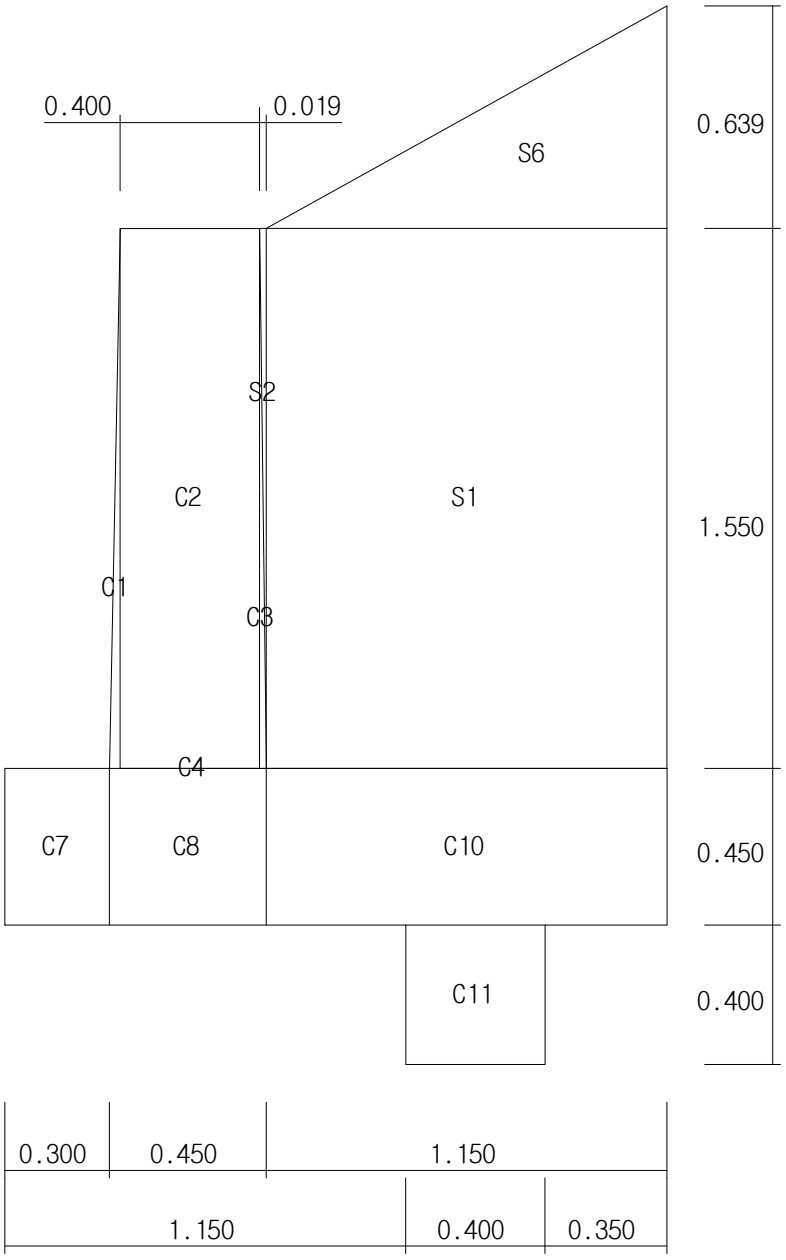
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : qℓ = 35.00 KN/㎡
과재고정하중 : qd = 15.00 KN/㎡

2.5 검토단면



H = 2.000 M B = 1.900 M α = 29.050 °

3. 안 정 계 산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	ɣ	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.024	24.5	0.59	0.077	0.05	0.321	0.967	0.19	0.04
C2	0.620	24.5	15.19	0.077	1.17	0.531	1.225	8.07	1.43
C3	0.015	24.5	0.36	0.077	0.03	0.737	0.967	0.27	0.027
C4	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.541	0.450	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.750	0.450	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.200	0.450	0.00	0.00
C7	0.135	24.5	3.31	0.077	0.25	0.150	0.225	0.50	0.06
C8	0.203	24.5	4.96	0.077	0.38	0.525	0.225	2.60	0.09
C9	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.133	0.450	0.00	0.00
C10	0.518	24.5	12.68	0.077	0.98	1.325	0.225	16.80	0.22
C11	0.160	24.5	3.92	0.077	0.30	1.350	-0.200	5.29	-0.06
소계	1.674		41.01		3.16			33.71	1.81
S1	1.783	19.0	33.87	0.077	2.61	1.325	1.225	44.87	3.19
S2	0.015	19.0	0.28	0.077	0.02	0.744	1.483	0.21	0.03
S3	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	0.750	0.450	0.00	0.00
S4	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.325	0.450	0.00	0.00
S5	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.517	0.450	0.00	0.00
S6	0.367	19.0	6.98	0.077	0.54	1.517	2.213	10.58	1.19
소계	2.165		41.13		3.17			55.67	4.42
총계			82.13		6.32			89.38	6.22

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 29.050 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6477
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6514
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6548
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6578
α= 38.00 °일때..Ka = 0.6603
α= 37.50 °일때..Ka = 0.6623
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6637

▷ α= 36.50 °일때..Ka = 0.6643 최대값

α= 36.00 °일때..Ka = 0.6640
α= 35.50 °일때..Ka = 0.6624
α= 35.00 °일때..Ka = 0.6758
α= 34.50 °일때..Ka = 0.6783
α= 34.00 °일때..Ka = 0.6672
α= 33.50 °일때..Ka = 0.6416
α= 33.00 °일때..Ka = 0.6011

∴ Ka = 0.664 (쐐기중량 W = 358.513 KN)
Kah = 0.664 ×cos 29.050 ° = 0.581
Kav = 0.664 ×sin 29.050 ° = 0.323

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.581 ×19.0 ×2.639²
= 38.416 KN.m

Pav = 1/2 ×Kav × γt ×H²
= 1/2 ×0.323 ×19.0 ×2.639²
= 21.338 KN/m

y = H / 3 = 2.639 / 3 = 0.880 m
χ = 1.900 m

Mo = Pah ×y = 38.416 ×0.880
= 33.790 KN.m

Mr = Pav × χ= 21.338 ×1.900
= 40.543 KN.m

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각(δ= Φ) : 30.000 ° (∵ β+ Θ > Φ)
여기서... Θ= tan-1(kh/(1-kv)) : 4.403 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5299
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5317
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5333
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5347
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5357
α= 45.00 °일때..Kae = 0.5366
α= 44.50 °일때..Kae = 0.5371

▷ α= 44.00 °일때..Kae = 0.5373 최대값

α= 43.50 °일때..Kae = 0.5372
α= 43.00 °일때..Kae = 0.5368
α= 42.50 °일때..Kae = 0.5360
α= 42.00 °일때..Kae = 0.5348
α= 41.50 °일때..Kae = 0.5332
α= 41.00 °일때..Kae = 0.5312
α= 40.50 °일때..Kae = 0.5288

∴ Kae = 0.537 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 108.219 KN)
Kaeh = 0.537 ×cos 30.000 ° = 0.465
Kaev = 0.537 ×sin 30.000 ° = 0.269

Paeh = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.465 ×19.0 ×2.639²
= 30.780 KN/m

Paev = 1/2 ×Kaev × γt ×H²
= 1/2 ×0.269 ×19.0 ×2.639²

= 17.771 KN/m

y = H / 2 = 2.639 / 2 = 1.319 m
χ = 1.900 m

Mo = Paeh × y = 30.780 × 1.319
= 40.611 KN.m

Mr = Paev × χ = 17.771 × 1.900
= 33.765 KN.m

3) 과재하중

① 상시 과재하중

q = 35.00 + 15.00 = 50.00 KN/㎡

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	41.007	0.000	33.713	0.000
재하토사 자중	41.126	0.000	55.667	0.000
토 압	21.338	38.416	40.543	33.790
∑	103.471	38.416	129.922	33.790

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	41.007	3.158	33.713	1.806
재하토사 자중	41.126	3.167	55.667	4.416
토 압	17.771	30.780	33.765	40.611
∑	99.904	37.104	123.144	46.832

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

∑V = 103.471 KN
∑Mr = 129.922 KN.m
∑Mo = 33.790 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 1.900 / 2 - (129.922 - 33.790) / 103.471
= 0.021 m ≤ B/6 = 0.317 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.021 m ≤ B/6 = 0.317 m ∴ O.K

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Mr / ∑Mo = 129.922 / 33.790
= 3.845 ≥ 2.0 ∴ O.K

2) 지진시 안정검토

∑V = 99.904 KN
∑Mr = 123.144 KN.m
∑Mo = 46.832 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 1.900 / 2 - (123.144 - 46.832) / 99.904
= 0.186 m ≤ B/6 = 0.317 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.186 m ≤ B/3 = 0.633 m ∴ O.K

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 30.000 °
지지지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
지지지반의 점 착 력 : 20.0 KN/㎡
성토지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 1.900 - 2 ×0.021 = 1.858m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ qu = 1519.250 KN/㎡
∴ qa = 400.000 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 58.058 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 50.859 KN/㎡

q_max = 58.058 ≤ qa ∴O.K

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 1.900 - 2 ×0.186 = 1.528m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ que = 1457.411 KN/㎡
∴ qae = 600.000 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 83.489 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 21.672 KN/㎡

q_max = 83.489 ≤ qae ∴O.K

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

율석을 부설하였을 경우 0.6과 tan(Φ) 중 작은값이므로
마찰계수 μ= tan(ΦB) = Min(0.6,tan(Φ)) = 0.577
기초와 지반사이에 율석을 부설한 경우 점착력은 무시한다.

2) 상시 안정검토

∑V = 103.471 KN
∑H = 38.416 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 66.016 + 15.096 + 22.638
= 103.750 KN

여기서 Kp = 3.000 (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 1.858 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 103.750 / 38.416
= 2.701 ≥ 1.5 ∴ O.K

3) 지진시 안정검토

∑V = 99.904 KN
∑H = 37.104 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 65.681 + 20.074 + 14.667
= 100.423 KN

여기서 Kp = 2.863 (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 1.528 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 100.423 / 37.104
= 2.707 ≥ 1.2 ∴ O.K

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)
LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)
LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)
LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)
LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)

∑V = 145.020 KN
∑Mr = 185.531 KN.m
∑Mo = 54.065 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 1.900 / 2 - (185.531 - 54.065) / 145.020
  = 0.043 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 86.803 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 65.850 KN/㎡

(2) LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)

∑V = 165.554 KN
∑Mr = 207.875 KN.m
∑Mo = 54.065 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 1.900 / 2 - (207.875 - 54.065) / 165.554
  = 0.021 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 92.893 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 81.374 KN/㎡

(3) LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)

∑V = 145.020 KN
∑Mr = 185.531 KN.m
∑Mo = 54.065 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 1.900 / 2 - (185.531 - 54.065) / 145.020
  = 0.043 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 86.803 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 65.850 KN/㎡

(4) LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

∑V = 99.904 KN
∑Mr = 123.144 KN.m
∑Mo = 46.832 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 1.900 / 2 - (123.144 - 46.832) / 99.904
  = 0.186 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 83.489 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 21.672 KN/㎡

(5) LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		앞굽자중	지반반력	총 계
LCB1	전단력	-4.465	25.545	21.080
	모멘트	-0.670	3.857	3.187
LCB2	전단력	-5.292	27.595	22.303
	모멘트	-0.794	4.153	3.359
LCB3	전단력	-4.465	25.545	21.080
	모멘트	-0.670	3.857	3.187
LCB4	전단력	-3.308	23.583	20.275
	모멘트	-0.496	3.611	3.114
LCB5	전단력	-3.308	17.247	13.939
	모멘트	-0.496	2.596	2.099

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	22.408	55.142	0.000	-83.020	34.141	28.672
	모멘트	13.017	33.512	0.000	-46.339	39.262	39.453
LCB2	전단력	26.558	65.354	0.000	-97.589	34.141	28.464
	모멘트	15.428	39.718	0.000	-55.345	39.262	39.063
LCB3	전단력	22.408	55.142	0.000	-83.020	34.141	28.672
	모멘트	13.017	33.512	0.000	-46.339	39.262	39.453
LCB4	전단력	16.599	40.846	0.000	-46.437	17.771	28.779
	모멘트	9.642	24.824	0.000	-22.578	20.436	32.325
LCB5	전단력	16.599	40.846	0.000	-60.993	21.338	17.790
	모멘트	9.642	24.824	0.000	-34.591	24.539	24.414

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

ⓐ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
흙과 콘크리트의 마찰각(δ): 10.000 °
옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 0.702 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 41.50 °일때..Ka = 0.6080
α= 41.00 °일때..Ka = 0.6103
α= 40.50 °일때..Ka = 0.6125
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6144
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6160
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6173
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6182

▷ α= 38.00 °일때..Ka = 0.6187 최대값

α= 37.50 °일때..Ka = 0.6186
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6180
α= 36.50 °일때..Ka = 0.6166
α= 36.00 °일때..Ka = 0.6143
α= 35.50 °일때..Ka = 0.6109
α= 35.00 °일때..Ka = 0.6062
α= 34.50 °일때..Ka = 0.5996

∴ Ka = 0.619 (쐐기중량 W = 101.344 KN)
Kah = 0.619 ×cos 10.702° = 0.608
Kav = 0.619 ×sin 10.702° = 0.115

ⓑ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 52.50 °일때..Kae = 0.5409
α= 52.00 °일때..Kae = 0.5422
α= 51.50 °일때..Kae = 0.5433
α= 51.00 °일때..Kae = 0.5442
α= 50.50 °일때..Kae = 0.5449
α= 50.00 °일때..Kae = 0.5455
α= 49.50 °일때..Kae = 0.5458

▷ α= 49.00 °일때..Kae = 0.5460 최대값

α= 48.50 °일때..Kae = 0.5459
α= 48.00 °일때..Kae = 0.5457
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5452
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5445
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5435
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5423
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5408

∴ Kae = 0.546 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 29.788 KN)
Kaeh = 0.546 ×cos 0.702° = 0.546
Kaev = 0.546 ×sin 0.702° = 0.007

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.608 ×19.0 ×1.550² = 13.874 KN/m

y = H / 3 = 1.550 / 3 = 0.517 m

Mo = Pah ×y = 13.874 ×0.517 = 7.168 KN.m

ⓑ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²

$= 1/2 \times 0.546 \times 19.0 \times 1.550^2 = 12.461$ KN/m

y = H / 2 = 1.550 / 2 = 0.775 m

Mo = Pah × y = 12.461 × 0.775 = 9.657 KN.m

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

q = 35.00 + 15.00 + 50.00 KN/㎡

i) 벽체 하부 (C-C)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.024	24.5	0.589	0.077	0.045	0.517	0.023
C2	0.620	24.5	15.190	0.077	1.170	0.775	0.906
C3	0.015	24.5	0.361	0.077	0.028	0.517	0.014
합 계 (벽체 하부)			16.139		1.243		0.944

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	22.199	0.000	0.000	22.199
	모멘트	11.469	0.000	0.000	11.469
LCB2	전단력	22.199	0.000	0.000	22.199
	모멘트	11.469	0.000	0.000	11.469
LCB3	전단력	22.199	0.000	0.000	22.199
	모멘트	11.469	0.000	0.000	11.469
LCB4	전단력	12.461	0.000	1.243	13.704
	모멘트	9.657	0.000	0.944	10.601
LCB5	전단력	13.874	0.000	0.000	13.874
	모멘트	7.168	0.000	0.000	7.168

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과
활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q3+q4)}{2} Kp\ L + \frac{(q4+q5)}{2} B\ \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

Kp = 3.000 μ = 0.577 (상 시)
Kpe = 2.863 μ = 0.577 (지진시)

(단위 : KN, m)

구 분		활동저항력	마 찰 력	총 계
LCB1	전단력	93.529	16.608	110.138
	모멘트	18.706	3.322	22.028
LCB2	전단력	105.625	19.563	125.188
	모멘트	21.125	3.913	25.038
LCB3	전단력	93.529	16.608	110.138
	모멘트	18.706	3.322	22.028
LCB4	전단력	65.681	9.138	74.819
	모멘트	13.136	1.828	14.964
LCB5	전단력	66.016	12.227	78.242
	모멘트	13.203	2.445	15.648

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

(단위 : KN, m)

구 분	Mu	Mcr	Vu
앞 굽 판 (A-A)	3.359	2.099	22.303
뒷 굽 판 (B-B)	11.469	7.168	28.779
벽 체 하 부 (C-C)	11.469	7.168	22.199
활동 방지벽 (E-E)	25.038	15.648	125.188

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판과의
접속점의 모멘트평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를
초과하지 않는다.- 옹벽표준도작성연구용역 종합보고서, 1998. 건교부)

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 3.359 KN.m 계수 전단력 Vu = 22.303 KN
단면의 두께 H = 450.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 350.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00454
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03222 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 182335800.000 N.mm
= 182.336 KN.m ≥ Mu = 3.359 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 0.418 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 26.675 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 0.418 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00008 ⇒ 4/3 Preq = 0.00010
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 271.579 KN
Φv · Vc = 271.579 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 2.099 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00454
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.222 j = 0.926
x = k · d = 77.810 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.167 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 4.078 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 4.078 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 15450.32 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 15450.32 mm ..... ∴ O.K

2) 뒷 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 11.469 KN.m 계수 전단력 Vu = 28.779 KN
단면의 두께 H = 450.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 350.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H22 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 3096.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00885
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 48.577 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01507 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 342945400.000 N.mm
= 342.945 KN.m ≥ Mu = 11.469 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 1.431 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 91.214 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 1.431 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00026 ⇒ 4/3 Preq = 0.00035
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 271.579 KN
Φv · Vc = 271.579 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 7.168 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00885
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.295 j = 0.902
x = k · d = 103.399 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.439 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 7.336 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 7.336 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 8587.67 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 89.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 8587.67 mm ..... ∴ O.K

3) 벽 체 하 부

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 11.469 KN.m 계수 전단력 Vu = 22.199 KN
단면의 두께 H = 450.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 350.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H19 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 2292.000 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00655
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 35.953 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02142 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 258739300.000 N.mm
= 258.739 KN.m ≥ Mu = 11.469 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 1.431 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 91.214 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 1.431 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00026 ⇒ 4/3 Preq = 0.00035
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 271.579 KN
Φv · Vc = 271.579 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 7.168 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00655
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.260 j = 0.913
x = k · d = 91.139 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.492 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 9.785 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 9.785 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 6438.22 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 90.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 6438.22 mm ..... ∴ O.K

4) 활 동 방 지 벽

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 25.038 KN.m 계수 전단력 Vu = 125.188 KN
단면의 두께 H = 400.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 300.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H19 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 1146.000 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00382
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 17.976 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03885 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 113389800.000 N.mm
= 113.390 KN.m ≥ Mu = 25.038 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 3.659 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 233.252 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 3.659 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00078 ⇒ 4/3 Preq = 0.00104
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 232.782 KN
Φv · Vc = 232.782 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 15.648 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00382
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.206 j = 0.931
x = k · d = 61.817 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 1.812 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 48.873 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 48.873 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 1289.05 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 90.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 1289.05 mm ..... ∴ O.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.282 % ≥ 0.25 % ∴O.K

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
최소 수평철근비 = 0.20 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.282 % ≥ 0.20 % ∴O.K

5. 결 과 요 약

5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

구 분	전 도			활 동			지 지 력		
	작용편심	허용편심	비고	안전율	허용치	비고	최대반력	허용지지력	비고
상 시	0.021	0.317	O.K	2.701	1.500	O.K	58.058	400.000	O.K
지진시	0.186	0.633	O.K	2.707	1.200	O.K	83.489	600.000	O.K

5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약

(단위 : KN,m)

구 분	휨 모 멘 트			전 단 력			최외단 배근 간격(mm)		
	Mu	ØMn	비고	Vu	ØVn	비고	S_st	Sa	비고
앞 굽 판	3.36	182.34	O.K	22.30	271.58	O.K	15450.3	125.0	O.K
뒷 굽 판	11.47	342.95	O.K	28.78	271.58	O.K	8587.7	125.0	O.K
벽체 하부	11.47	258.74	O.K	22.20	271.58	O.K	6438.2	125.0	O.K
활동방지벽	25.04	113.39	O.K	125.19	232.78	O.K	1289.1	250.0	O.K

2) 사용 철근량 요약

구 분	휨 철 근 량			전 단 철 근 량		
	철근배근	피복(mm)	철근량(㎟)	철근배근	간격(mm)	철근량(㎟)
앞 굽 판	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
뒷 굽 판	H22 @ 125mm	100.0	3096.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
벽체 하부	H19 @ 125mm	100.0	2292.000	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
활동방지벽	H19 @ 250mm	100.0	1146.000	H13 x 2.000Leg	200.0	253.400

3.2.2 A2(H=3.5m) 좌측

▶ 옹벽 3.5M

1. 일 반 단 면

1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽
기 초 형 식 : 직 접 기 초
옹 벽 높 이 : H = 3.500 M
옹 벽 저 판 : B = 2.500 M

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.400

가속도 계수 A : 0.154
수평지진계수 Kh : 0.077

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : fck = 30.0 MPa
철 근 : fy = 400.0 MPa

2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량(γc) : 24.500 KN/㎥
뒷채움흙의 단위 중량(γt) : 19.000 KN/㎥
뒷채움흙의 내부마찰각(Φ_1) : 30.000 °
지지지반의 내부마찰각(Φ_2) : 30.000 °
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/㎡
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움의 성토높이 : 10.000 m
옹벽전면의 토 피 고(Df) : 1.000 m

2.3 사용토압

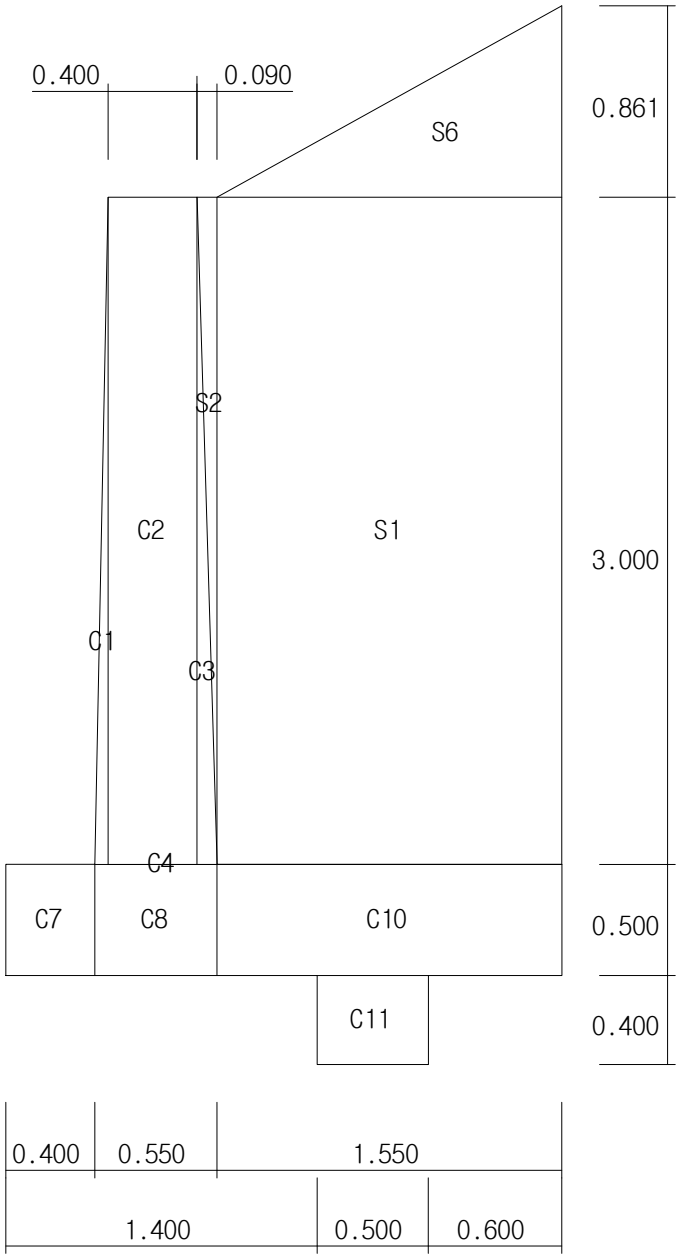
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : qℓ = 35.00 KN/㎡
과재고정하중 : qd = 15.00 KN/㎡

2.5 검토단면



H = 3.500 M B = 2.500 M α = 29.050 °

3. 안 정 계 산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	ɣ	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.090	24.5	2.21	0.077	0.17	0.440	1.500	0.97	0.25
C2	1.200	24.5	29.40	0.077	2.26	0.660	2.000	19.40	4.53
C3	0.135	24.5	3.31	0.077	0.25	0.890	1.500	2.94	0.382
C4	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.705	0.500	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.950	0.500	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.267	0.500	0.00	0.00
C7	0.200	24.5	4.90	0.077	0.38	0.200	0.250	0.98	0.09
C8	0.275	24.5	6.74	0.077	0.52	0.675	0.250	4.55	0.13
C9	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.467	0.500	0.00	0.00
C10	0.775	24.5	18.99	0.077	1.46	1.725	0.250	32.75	0.37
C11	0.200	24.5	4.90	0.077	0.38	1.650	-0.200	8.09	-0.08
소계	2.875		70.44		5.42			69.68	5.68
S1	4.650	19.0	88.35	0.077	6.80	1.725	2.000	152.40	13.61
S2	0.135	19.0	2.57	0.077	0.20	0.920	2.500	2.36	0.49
S3	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	0.950	0.500	0.00	0.00
S4	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.725	0.500	0.00	0.00
S5	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.983	0.500	0.00	0.00
S6	0.667	19.0	12.68	0.077	0.98	1.983	3.787	25.14	3.70
소계	5.452		103.59		7.98			179.91	17.80
총계			174.03		13.40			249.59	23.47

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 28.229 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 41.00 °일때..Ka = 0.6395
α= 40.50 °일때..Ka = 0.6437
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6477
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6514
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6634
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6746
α= 38.00 °일때..Ka = 0.6814

▷ α= 37.50 °일때..Ka = 0.6835 최대값

α= 37.00 °일때..Ka = 0.6808
α= 36.50 °일때..Ka = 0.6730
α= 36.00 °일때..Ka = 0.6599
α= 35.50 °일때..Ka = 0.6414
α= 35.00 °일때..Ka = 0.6172
α= 34.50 °일때..Ka = 0.5870
α= 34.00 °일때..Ka = 0.5506

∴ Ka = 0.684 (쐐기중량 W = 884.877 KN)
Kah = 0.684 ×cos 28.229 ° = 0.602
Kav = 0.684 ×sin 28.229 ° = 0.323

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.602 ×19.0 ×4.361²
= 108.806 KN.m

Pav = 1/2 ×Kav × γt ×H²
= 1/2 ×0.323 ×19.0 ×4.361²
= 58.413 KN/m

y = H / 3 = 4.361 / 3 = 1.454 m
χ = 2.500 m

Mo = Pah ×y = 108.806 ×1.454
= 158.166 KN.m

Mr = Pav × χ= 58.413 ×2.500
= 146.031 KN.m

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각(δ= Φ) : 30.000 ° (∵ β+ Θ > Φ)
여기서... Θ= tan-1(kh/(1-kv)) : 4.403 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5299
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5317
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5333
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5347
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5357
α= 45.00 °일때..Kae = 0.5366
α= 44.50 °일때..Kae = 0.5371

▷ α= 44.00 °일때..Kae = 0.5373 최대값

α= 43.50 °일때..Kae = 0.5372
α= 43.00 °일때..Kae = 0.5368
α= 42.50 °일때..Kae = 0.5360
α= 42.00 °일때..Kae = 0.5348
α= 41.50 °일때..Kae = 0.5332
α= 41.00 °일때..Kae = 0.5312
α= 40.50 °일때..Kae = 0.5288

∴ Kae = 0.537 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 295.572 KN)
Kaeh = 0.537 ×cos 30.000 ° = 0.465
Kaev = 0.537 ×sin 30.000 ° = 0.269

Paeh = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.465 ×19.0 ×4.361²
= 84.067 KN/m

Paev = 1/2 ×Kaev × γt ×H²
= 1/2 ×0.269 ×19.0 ×4.361²

= 48.536 KN/m

y = H / 2 = 4.361 / 2 = 2.180 m
χ = 2.500 m

Mo = Paeh × y = 84.067 × 2.180
= 183.307 KN.m

Mr = Paev × χ = 48.536 × 2.500
= 121.341 KN.m

3) 과재하중

① 상시 과재하중

q = 35.00 + 15.00 = 50.00 KN/㎡

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	70.438	0.000	69.684	0.000
재하토사 자중	103.593	0.000	179.907	0.000
토 압	58.413	108.806	146.031	158.166
∑	232.443	108.806	395.623	158.166

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	70.438	5.424	69.684	5.678
재하토사 자중	103.593	7.977	179.907	17.796
토 압	48.536	84.067	121.341	183.307
∑	222.566	97.468	370.932	206.782

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

∑V = 232.443 KN
∑Mr = 395.623 KN.m
∑Mo = 158.166 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 2.500 / 2 - (395.623 - 158.166) / 232.443
= 0.228 m ≤ B/6 = 0.417 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.228 m ≤ B/6 = 0.417 m ∴ O.K

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Mr / ∑Mo = 395.623 / 158.166
= 2.501 ≥ 2.0 ∴ O.K

2) 지진시 안정검토

∑V = 222.566 KN
∑Mr = 370.932 KN.m
∑Mo = 206.782 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 2.500 / 2 - (370.932 - 206.782) / 222.566
= 0.512 m > B/6 = 0.417 m ∴ 삼각형 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.512 m ≤ B/3 = 0.833 m ∴ O.K

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 30.000 °
지지지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
지지지반의 점 착 력 : 0.0 KN/㎡
성토지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 2.500 - 2 ×0.228 = 2.043m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ qu = 809.874 KN/㎡
∴ qa = 269.958 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 143.950 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 42.004 KN/㎡

q_max = 143.950 ≤ qa ∴O.K

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 2.500 - 2 ×0.512 = 1.475m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ que = 703.560 KN/㎡
∴ qae = 351.780 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

q_max = (2 · ∑V) / (L · x) = 201.180 KN/㎡
여기서 x = 3 (B/2 - e) = 2.213 m

q_max = 201.180 ≤ qae ∴O.K

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

율석을 부설하였을 경우 0.6과 tan(Φ) 중 작은값이므로
마찰계수 μ= tan(ΦB) = Min(0.6,tan(Φ)) = 0.577
점 착 력 C = 0.0 KN/㎡

2) 상시 안정검토

∑V = 232.443 KN
∑H = 108.806 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 121.184 + 52.886 + 40.920
= 214.990 KN

여기서 Kp = 3.000 (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 2.043 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 214.990 / 108.806
= 1.976 ≥ 1.5 ∴ O.K

3) 지진시 안정검토

∑V = 222.566 KN
∑H = 97.468 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 120.704 + 69.013 + 17.332
= 207.049 KN

여기서 Kp = 2.863 (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 1.475 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 207.049 / 97.468
= 2.124 ≥ 1.2 ∴ O.K

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)
LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)
LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)
LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)
LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)

∑V = 328.401 KN
∑Mr = 570.599 KN.m
∑Mo = 253.066 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 2.500 / 2 - (570.599 - 253.066) / 328.401
  = 0.283 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 220.609 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 42.111 KN/㎡

(2) LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)

∑V = 371.908 KN
∑Mr = 632.996 KN.m
∑Mo = 253.066 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 2.500 / 2 - (632.996 - 253.066) / 371.908
  = 0.228 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 230.319 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 67.207 KN/㎡

(3) LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)

∑V = 328.401 KN
∑Mr = 570.599 KN.m
∑Mo = 253.066 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 2.500 / 2 - (570.599 - 253.066) / 328.401
  = 0.283 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 220.609 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 42.111 KN/㎡

(4) LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

∑V = 222.566 KN
∑Mr = 370.932 KN.m
∑Mo = 206.782 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 2.500 / 2 - (370.932 - 206.782) / 222.566
  = 0.512 m > B/6 ∴ 삼각형 반력분포

Q_max = (2 ·∑V) / (L ·x) = 201.180 KN/㎡
  여기서 x = 3 (B/2 - e) = 2.213 m (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(5) LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		앞굽자중	지반반력	총 계
LCB1	전단력	-6.615	82.532	75.917
	모멘트	-1.323	16.887	15.564
LCB2	전단력	-7.840	86.908	79.068
	모멘트	-1.568	17.730	16.162
LCB3	전단력	-6.615	82.532	75.917
	모멘트	-1.323	16.887	15.564
LCB4	전단력	-4.900	73.198	68.298
	모멘트	-0.980	15.125	14.145
LCB5	전단력	-4.900	54.318	49.418
	모멘트	-0.980	11.081	10.101

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	32.248	136.387	0.000	-151.041	93.460	111.055
	모멘트	24.496	110.121	0.000	-94.900	144.863	184.581
LCB2	전단력	38.220	161.644	0.000	-182.546	93.460	110.778
	모멘트	29.033	130.514	0.000	-121.227	144.863	183.183
LCB3	전단력	32.248	136.387	0.000	-151.041	93.460	111.055
	모멘트	24.496	110.121	0.000	-94.900	144.863	184.581
LCB4	전단력	23.888	101.028	0.000	-72.475	48.536	100.976
	모멘트	18.145	81.571	0.000	-30.502	75.231	144.445
LCB5	전단력	23.888	101.028	0.000	-114.092	58.413	69.236
	모멘트	18.145	81.571	0.000	-75.767	90.539	114.490

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

ⓐ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °

흙과 콘크리트의 마찰각(δ): 10.000 °
옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 1.718 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 41.50 °일때..Ka = 0.6115
α= 41.00 °일때..Ka = 0.6138
α= 40.50 °일때..Ka = 0.6158
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6177
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6192
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6205
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6213

▷ α= 38.00 °일때..Ka = 0.6217 최대값

α= 37.50 °일때..Ka = 0.6216
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6209
α= 36.50 °일때..Ka = 0.6195
α= 36.00 °일때..Ka = 0.6172
α= 35.50 °일때..Ka = 0.6249
α= 35.00 °일때..Ka = 0.6295
α= 34.50 °일때..Ka = 0.6233

∴ Ka = 0.622 (쐐기중량 W = 381.160 KN)
Kah = 0.622 ×cos 11.718° = 0.609
Kav = 0.622 ×sin 11.718° = 0.126

ⓑ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 52.50 °일때..Kae = 0.5458
α= 52.00 °일때..Kae = 0.5470
α= 51.50 °일때..Kae = 0.5480
α= 51.00 °일때..Kae = 0.5488
α= 50.50 °일때..Kae = 0.5495
α= 50.00 °일때..Kae = 0.5499
α= 49.50 °일때..Kae = 0.5502

▷ α= 49.00 °일때..Kae = 0.5503 최대값

α= 48.50 °일때..Kae = 0.5502
α= 48.00 °일때..Kae = 0.5498
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5493
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5485
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5474
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5461
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5446

∴ Kae = 0.550 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 113.110 KN)
Kaeh = 0.550 ×cos 1.718° = 0.550
Kaev = 0.550 ×sin 1.718° = 0.017

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$Pah = 1/2 \times Kah \times \gamma_t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.609 \times 19.0 \times 3.000^2 = 52.051$ KN/m

$y = H / 3 = 3.000 / 3 = 1.000$ m

$Mo = Pah \times y = 52.051 \times 1.000 = 52.051$ KN.m

ⓑ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.550 ×19.0 ×3.000² = 47.030 KN/m

y = H / 2 = 3.000 / 2 = 1.500 m

Mo = Pah ×y = 47.030 ×1.500 = 70.545 KN.m

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

q = 35.00 + 15.00 + 50.00 KN/㎡

i) 벽체 하부 (C-C)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.090	24.5	2.205	0.077	0.170	1.000	0.170
C2	1.200	24.5	29.400	0.077	2.264	1.500	3.396
C3	0.135	24.5	3.308	0.077	0.255	1.000	0.255
합 계 (벽체 하부)			34.913		2.688		3.820

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	83.282	0.000	0.000	83.282
	모멘트	83.282	0.000	0.000	83.282
LCB2	전단력	83.282	0.000	0.000	83.282
	모멘트	83.282	0.000	0.000	83.282
LCB3	전단력	83.282	0.000	0.000	83.282
	모멘트	83.282	0.000	0.000	83.282
LCB4	전단력	47.030	0.000	2.688	49.718
	모멘트	70.545	0.000	3.820	74.365
LCB5	전단력	52.051	0.000	0.000	52.051
	모멘트	52.051	0.000	0.000	52.051

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과
활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q3+q4)}{2} Kp\ L + \frac{(q4+q5)}{2} B\ \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

Kp = 3.000 μ= 0.577 (상 시)
Kpe = 2.863 μ= 0.577 (지진시)

(단위 : KN, m)

구 분		활동저항력	마 찰 력	총 계
LCB1	전단력	174.461	29.676	204.137
	모멘트	34.892	5.935	40.827
LCB2	전단력	193.894	35.410	229.304
	모멘트	38.779	7.082	45.861
LCB3	전단력	174.461	29.676	204.137
	모멘트	34.892	5.935	40.827
LCB4	전단력	120.704	14.767	135.471
	모멘트	24.141	2.953	27.094
LCB5	전단력	121.184	22.132	143.315
	모멘트	24.237	4.426	28.663

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

(단위 : KN, m)

구 분	Mu	Mcr	Vu
앞 굽 판 (A-A)	16.162	10.101	79.068
뒷 굽 판 (B-B)	83.282	52.051	111.055
벽 체 하 부 (C-C)	83.282	52.051	83.282
활동 방지벽 (E-E)	45.861	28.663	229.304

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판과의
접속점의 모멘트평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를
초과하지 않는다.- 옹벽표준도작성연구용역 종합보고서, 1998. 건교부)

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굽 판

fck = 30.0MPa　　fy = 400.0MPa
β1 = 0.836　　Øf = 0.90　　Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 16.162 KN.m　　계수 전단력 Vu = 79.068 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00397
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 209345400.000 N.mm
= 209.345 KN.m ≥ Mu = 16.162 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 1.764 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 112.481 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 1.764 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00028 ⇒ 4/3 Preq = 0.00037
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 10.101 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00397
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.210　　j = 0.930
x = k · d = 83.857 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.648 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 17.088 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 17.088 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 3686.75 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 3686.75 mm ..... ∴ O.K

2) 뒷 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 83.282 KN.m 계수 전단력 Vu = 111.055 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00397
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 209345400.000 N.mm
= 209.345 KN.m ≥ Mu = 83.282 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 9.177 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 585.057 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 9.177 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00146 ⇒ 4/3 Preq = 0.00195
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 52.051 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00397
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.210 j = 0.930
x = k · d = 83.857 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 3.337 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 88.057 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 88.057 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 664.31 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 664.31 mm ..... ∴ O.K

3) 벽 체 하 부

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 83.282 KN.m 계수 전단력 Vu = 83.282 KN
단면의 두께 H = 550.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 450.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00353
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04228 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 236355000.000 N.mm
= 236.355 KN.m ≥ Mu = 83.282 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 8.138 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 518.776 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 8.138 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00115 ⇒ 4/3 Preq = 0.00154
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 349.173 KN
Φv · Vc = 349.173 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 52.051 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00353
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.199 j = 0.934
x = k · d = 89.542 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 2.767 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 77.975 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 77.975 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 779.94 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 779.94 mm ..... ∴ O.K

4) 활 동 방 지 벽

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 45.861 KN.m 계수 전단력 Vu = 229.304 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00199
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 12.461 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.07751 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 106355500.000 N.mm
= 106.356 KN.m ≥ Mu = 45.861 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.027 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 320.492 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.027 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00080 ⇒ 4/3 Preq = 0.00107
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 28.663 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00199
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.153 j = 0.949
x = k · d = 61.369 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 2.461 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 95.065 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 95.065 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 598.38 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 598.38 mm ..... ∴ O.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H16
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 993.000 ㎟
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H16@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.361 % ≥ 0.25 % ∴O.K

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
최소 수평철근비 = 0.20 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.253 % ≥ 0.20 % ∴O.K

5. 결 과 요 약

5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

구 분	전 도			활 동			지 지 력		
	작용편심	허용편심	비고	안전율	허용치	비고	최대반력	허용지지력	비고
상 시	0.228	0.417	O.K	1.976	1.500	O.K	143.950	269.958	O.K
지진시	0.512	0.833	O.K	2.124	1.200	O.K	201.180	351.780	O.K

5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약 (단위 : KN,m)

구 분	휨 모 멘 트			전 단 력			최외단 배근 간격(㎜)		
	Mu	ØMn	비고	Vu	ØVn	비고	S_st	Sa	비고
앞 굽 판	16.16	209.35	O.K	79.07	310.38	O.K	3686.8	125.0	O.K
뒷 굽 판	83.28	209.35	O.K	111.05	310.38	O.K	664.3	125.0	O.K
벽체 하부	83.28	236.35	O.K	83.28	349.17	O.K	779.9	125.0	O.K
활동방지벽	45.86	106.36	O.K	229.30	310.38	O.K	598.4	250.0	O.K

2) 사용 철근량 요약

구 분	휨 철 근 량			전 단 철 근 량		
	철근배근	피복(㎜)	철근량(㎟)	철근배근	간격(㎜)	철근량(㎟)
앞 굽 판	H16 @ 125㎜	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
뒷 굽 판	H16 @ 125㎜	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
벽체 하부	H16 @ 125㎜	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
활동방지벽	H16 @ 250㎜	100.0	794.400	H13 x 2.000Leg	200.0	253.400

▶ 옹벽 2.0M

1. 일 반 단 면

1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽
기 초 형 식 : 직 접 기 초
옹 벽 높 이 : H = 2.000 M
옹 벽 저 판 : B = 1.900 M

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.400

가속도 계수 A : 0.154
수평지진계수 Kh : 0.077

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : fck = 30.0 MPa
철 근 : fy = 400.0 MPa

2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량(γc) : 24.500 KN/㎥
뒷채움흙의 단위 중량(γt) : 19.000 KN/㎥
뒷채움흙의 내부마찰각(Φ_1) : 30.000 °
지지지반의 내부마찰각(Φ_2) : 30.000 °
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/㎡
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움의 성토높이 : 반무한 사면
옹벽전면의 토 피 고(Df) : 1.000 m

2.3 사용토압

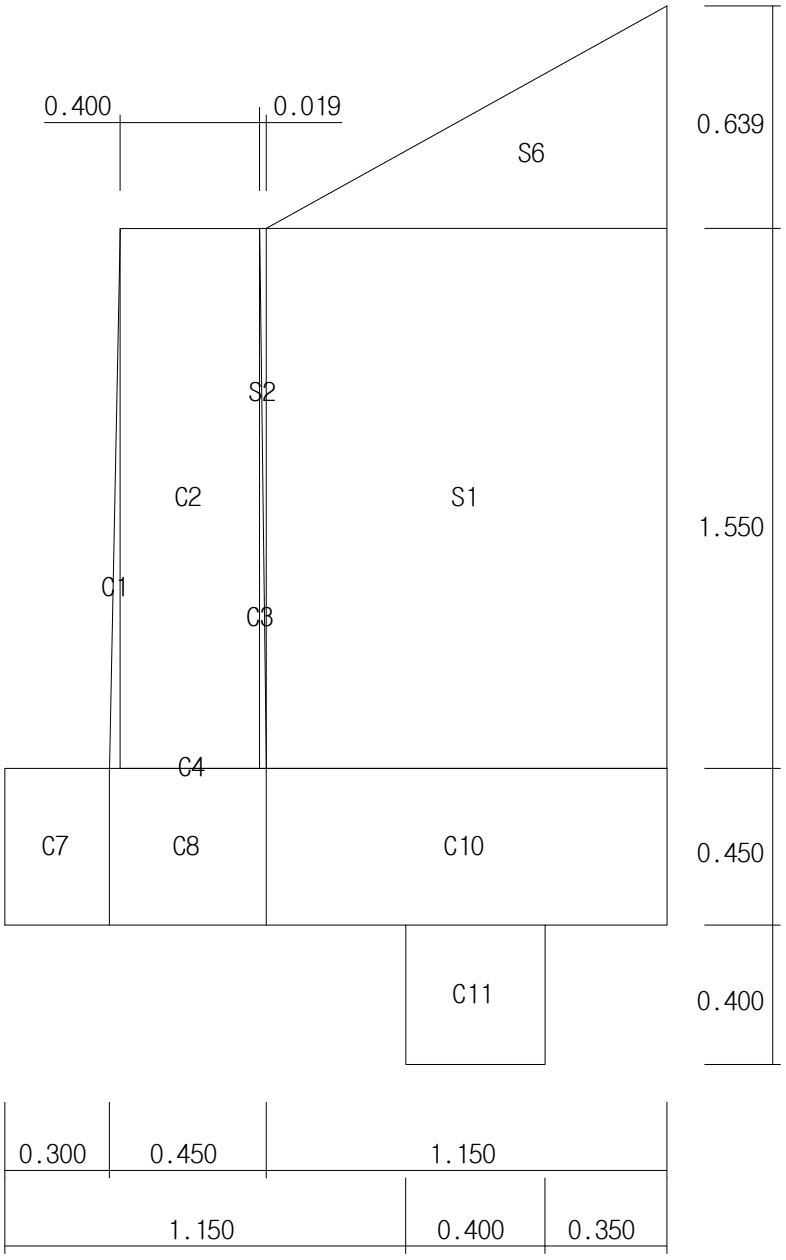
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : qℓ = 35.00 KN/㎡
과재고정하중 : qd = 15.00 KN/㎡

2.5 검토단면



H = 2.000 M B = 1.900 M α = 29.050 °

3. 안 정 계 산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	ɣ	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.024	24.5	0.59	0.077	0.05	0.321	0.967	0.19	0.04
C2	0.620	24.5	15.19	0.077	1.17	0.531	1.225	8.07	1.43
C3	0.015	24.5	0.36	0.077	0.03	0.737	0.967	0.27	0.027
C4	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.541	0.450	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.750	0.450	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.200	0.450	0.00	0.00
C7	0.135	24.5	3.31	0.077	0.25	0.150	0.225	0.50	0.06
C8	0.203	24.5	4.96	0.077	0.38	0.525	0.225	2.60	0.09
C9	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.133	0.450	0.00	0.00
C10	0.518	24.5	12.68	0.077	0.98	1.325	0.225	16.80	0.22
C11	0.160	24.5	3.92	0.077	0.30	1.350	-0.200	5.29	-0.06
소계	1.674		41.01		3.16			33.71	1.81
S1	1.783	19.0	33.87	0.077	2.61	1.325	1.225	44.87	3.19
S2	0.015	19.0	0.28	0.077	0.02	0.744	1.483	0.21	0.03
S3	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	0.750	0.450	0.00	0.00
S4	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.325	0.450	0.00	0.00
S5	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.517	0.450	0.00	0.00
S6	0.367	19.0	6.98	0.077	0.54	1.517	2.213	10.58	1.19
소계	2.165		41.13		3.17			55.67	4.42
총계			82.13		6.32			89.38	6.22

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 29.050 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6477
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6514
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6548
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6578
α= 38.00 °일때..Ka = 0.6603
α= 37.50 °일때..Ka = 0.6623
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6637

▷ α= 36.50 °일때..Ka = 0.6643 최대값

α= 36.00 °일때..Ka = 0.6640
α= 35.50 °일때..Ka = 0.6624
α= 35.00 °일때..Ka = 0.6758
α= 34.50 °일때..Ka = 0.6783
α= 34.00 °일때..Ka = 0.6672
α= 33.50 °일때..Ka = 0.6416
α= 33.00 °일때..Ka = 0.6011

∴ Ka = 0.664 (쐐기중량 W = 358.513 KN)
Kah = 0.664 ×cos 29.050 ° = 0.581
Kav = 0.664 ×sin 29.050 ° = 0.323

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.581 ×19.0 ×2.639²
= 38.416 KN.m

Pav = 1/2 ×Kav × γt ×H²
= 1/2 ×0.323 ×19.0 ×2.639²
= 21.338 KN/m

y = H / 3 = 2.639 / 3 = 0.880 m
χ = 1.900 m

Mo = Pah ×y = 38.416 ×0.880
= 33.790 KN.m

Mr = Pav × χ= 21.338 ×1.900
= 40.543 KN.m

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각(δ= Φ) : 30.000 ° (∵ β+ Θ > Φ)
여기서... Θ= tan-1(kh/(1-kv)) : 4.403 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5299
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5317
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5333
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5347
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5357
α= 45.00 °일때..Kae = 0.5366
α= 44.50 °일때..Kae = 0.5371

▷ α= 44.00 °일때..Kae = 0.5373 최대값

α= 43.50 °일때..Kae = 0.5372
α= 43.00 °일때..Kae = 0.5368
α= 42.50 °일때..Kae = 0.5360
α= 42.00 °일때..Kae = 0.5348
α= 41.50 °일때..Kae = 0.5332
α= 41.00 °일때..Kae = 0.5312
α= 40.50 °일때..Kae = 0.5288

∴ Kae = 0.537 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 108.219 KN)
Kaeh = 0.537 ×cos 30.000 ° = 0.465
Kaev = 0.537 ×sin 30.000 ° = 0.269

Paeh = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.465 ×19.0 ×2.639²
= 30.780 KN/m

Paev = 1/2 ×Kaev × γt ×H²
= 1/2 ×0.269 ×19.0 ×2.639²

= 17.771 KN/m

y = H / 2 = 2.639 / 2 = 1.319 m
χ = 1.900 m

Mo = Paeh × y = 30.780 × 1.319
= 40.611 KN.m

Mr = Paev × χ = 17.771 × 1.900
= 33.765 KN.m

3) 과재하중

① 상시 과재하중

q = 35.00 + 15.00 = 50.00 KN/㎡

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	41.007	0.000	33.713	0.000
재하토사 자중	41.126	0.000	55.667	0.000
토 압	21.338	38.416	40.543	33.790
∑	103.471	38.416	129.922	33.790

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	41.007	3.158	33.713	1.806
재하토사 자중	41.126	3.167	55.667	4.416
토 압	17.771	30.780	33.765	40.611
∑	99.904	37.104	123.144	46.832

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

∑V = 103.471 KN
∑Mr = 129.922 KN.m
∑Mo = 33.790 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 1.900 / 2 - (129.922 - 33.790) / 103.471
= 0.021 m ≤ B/6 = 0.317 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.021 m ≤ B/6 = 0.317 m ∴ O.K

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Mr / ∑Mo = 129.922 / 33.790
= 3.845 ≥ 2.0 ∴ O.K

2) 지진시 안정검토

∑V = 99.904 KN
∑Mr = 123.144 KN.m
∑Mo = 46.832 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 1.900 / 2 - (123.144 - 46.832) / 99.904
= 0.186 m ≤ B/6 = 0.317 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.186 m ≤ B/3 = 0.633 m ∴ O.K

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 30.000 °
지지지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
지지지반의 점 착 력 : 0.0 KN/㎡
성토지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 1.900 - 2 ×0.021 = 1.858m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ qu = 775.251 KN/㎡
∴ qa = 258.417 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 58.058 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 50.859 KN/㎡

q_max = 58.058 ≤ qa ∴O.K

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 1.900 - 2 ×0.186 = 1.528m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ que = 713.411 KN/㎡
∴ qae = 356.705 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 83.489 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 21.672 KN/㎡

q_max = 83.489 ≤ qae ∴O.K

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

율석을 부설하였을 경우 0.6과 tan(Φ) 중 작은값이므로
마찰계수 μ= tan(ΦB) = Min(0.6,tan(Φ)) = 0.577
점 착 력 C = 0.0 KN/㎡

2) 상시 안정검토

∑V = 103.471 KN
∑H = 38.416 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 66.016 + 15.096 + 22.638
= 103.750 KN

여기서 Kp = 3.000 (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 1.858 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 103.750 / 38.416
= 2.701 ≥ 1.5 ∴ O.K

3) 지진시 안정검토

∑V = 99.904 KN
∑H = 37.104 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 65.681 + 20.074 + 14.667
= 100.423 KN

여기서 Kp = 2.863 (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 1.528 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 100.423 / 37.104
= 2.707 ≥ 1.2 ∴ O.K

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)
LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)
LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)
LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)
LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)

∑V = 145.020 KN
∑Mr = 185.531 KN.m
∑Mo = 54.065 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 1.900 / 2 - (185.531 - 54.065) / 145.020
  = 0.043 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 86.803 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 65.850 KN/㎡

(2) LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)

∑V = 165.554 KN
∑Mr = 207.875 KN.m
∑Mo = 54.065 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 1.900 / 2 - (207.875 - 54.065) / 165.554
  = 0.021 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 92.893 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 81.374 KN/㎡

(3) LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)

∑V = 145.020 KN
∑Mr = 185.531 KN.m
∑Mo = 54.065 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 1.900 / 2 - (185.531 - 54.065) / 145.020
  = 0.043 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 86.803 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 65.850 KN/㎡

(4) LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

∑V = 99.904 KN
∑Mr = 123.144 KN.m
∑Mo = 46.832 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 1.900 / 2 - (123.144 - 46.832) / 99.904
  = 0.186 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 83.489 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 21.672 KN/㎡

(5) LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		앞굽자중	지반반력	총 계
LCB1	전단력	-4.465	25.545	21.080
	모멘트	-0.670	3.857	3.187
LCB2	전단력	-5.292	27.595	22.303
	모멘트	-0.794	4.153	3.359
LCB3	전단력	-4.465	25.545	21.080
	모멘트	-0.670	3.857	3.187
LCB4	전단력	-3.308	23.583	20.275
	모멘트	-0.496	3.611	3.114
LCB5	전단력	-3.308	17.247	13.939
	모멘트	-0.496	2.596	2.099

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	22.408	55.142	0.000	-83.020	34.141	28.672
	모멘트	13.017	33.512	0.000	-46.339	39.262	39.453
LCB2	전단력	26.558	65.354	0.000	-97.589	34.141	28.464
	모멘트	15.428	39.718	0.000	-55.345	39.262	39.063
LCB3	전단력	22.408	55.142	0.000	-83.020	34.141	28.672
	모멘트	13.017	33.512	0.000	-46.339	39.262	39.453
LCB4	전단력	16.599	40.846	0.000	-46.437	17.771	28.779
	모멘트	9.642	24.824	0.000	-22.578	20.436	32.325
LCB5	전단력	16.599	40.846	0.000	-60.993	21.338	17.790
	모멘트	9.642	24.824	0.000	-34.591	24.539	24.414

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

ⓐ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
흙과 콘크리트의 마찰각(δ): 10.000 °
옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 0.702 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 41.50 °일때..Ka = 0.6080
α= 41.00 °일때..Ka = 0.6103
α= 40.50 °일때..Ka = 0.6125
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6144
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6160
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6173
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6182

▷ α= 38.00 °일때..Ka = 0.6187 최대값

α= 37.50 °일때..Ka = 0.6186
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6180
α= 36.50 °일때..Ka = 0.6166
α= 36.00 °일때..Ka = 0.6143
α= 35.50 °일때..Ka = 0.6109
α= 35.00 °일때..Ka = 0.6062
α= 34.50 °일때..Ka = 0.5996

∴ Ka = 0.619 (쐐기중량 W = 101.344 KN)
Kah = 0.619 ×cos 10.702° = 0.608
Kav = 0.619 ×sin 10.702° = 0.115

ⓑ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 52.50 °일때..Kae = 0.5409
α= 52.00 °일때..Kae = 0.5422
α= 51.50 °일때..Kae = 0.5433
α= 51.00 °일때..Kae = 0.5442
α= 50.50 °일때..Kae = 0.5449
α= 50.00 °일때..Kae = 0.5455
α= 49.50 °일때..Kae = 0.5458

▷ α= 49.00 °일때..Kae = 0.5460 최대값

α= 48.50 °일때..Kae = 0.5459
α= 48.00 °일때..Kae = 0.5457
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5452
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5445
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5435
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5423
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5408

∴ Kae = 0.546 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 29.788 KN)
Kaeh = 0.546 ×cos 0.702° = 0.546
Kaev = 0.546 ×sin 0.702° = 0.007

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.608 ×19.0 ×1.550² = 13.874 KN/m

y = H / 3 = 1.550 / 3 = 0.517 m

Mo = Pah ×y = 13.874 ×0.517 = 7.168 KN.m

ⓑ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²

$= 1/2 \times 0.546 \times 19.0 \times 1.550^2 = 12.461$ KN/m

y = H / 2 = 1.550 / 2 = 0.775 m

Mo = Pah × y = 12.461 × 0.775 = 9.657 KN.m

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

q = 35.00 + 15.00 + 50.00 KN/㎡

i) 벽체 하부 (C-C)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.024	24.5	0.589	0.077	0.045	0.517	0.023
C2	0.620	24.5	15.190	0.077	1.170	0.775	0.906
C3	0.015	24.5	0.361	0.077	0.028	0.517	0.014
합 계 (벽체 하부)			16.139		1.243		0.944

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	22.199	0.000	0.000	22.199
	모멘트	11.469	0.000	0.000	11.469
LCB2	전단력	22.199	0.000	0.000	22.199
	모멘트	11.469	0.000	0.000	11.469
LCB3	전단력	22.199	0.000	0.000	22.199
	모멘트	11.469	0.000	0.000	11.469
LCB4	전단력	12.461	0.000	1.243	13.704
	모멘트	9.657	0.000	0.944	10.601
LCB5	전단력	13.874	0.000	0.000	13.874
	모멘트	7.168	0.000	0.000	7.168

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과
활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q3+q4)}{2} Kp\ L + \frac{(q4+q5)}{2} B\ \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

Kp = 3.000 μ = 0.577 (상 시)
Kpe = 2.863 μ = 0.577 (지진시)

(단위 : KN, m)

구 분		활동저항력	마 찰 력	총 계
LCB1	전단력	93.529	16.608	110.138
	모멘트	18.706	3.322	22.028
LCB2	전단력	105.625	19.563	125.188
	모멘트	21.125	3.913	25.038
LCB3	전단력	93.529	16.608	110.138
	모멘트	18.706	3.322	22.028
LCB4	전단력	65.681	9.138	74.819
	모멘트	13.136	1.828	14.964
LCB5	전단력	66.016	12.227	78.242
	모멘트	13.203	2.445	15.648

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

(단위 : KN, m)

구 분	Mu	Mcr	Vu
앞 굽 판 (A-A)	3.359	2.099	22.303
뒷 굽 판 (B-B)	11.469	7.168	28.779
벽 체 하 부 (C-C)	11.469	7.168	22.199
활동 방지벽 (E-E)	25.038	15.648	125.188

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판과의
접속점의 모멘트평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를
초과하지 않는다.- 옹벽표준도작성연구용역 종합보고서, 1998. 건교부)

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 3.359 KN.m 계수 전단력 Vu = 22.303 KN
단면의 두께 H = 450.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 350.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00454
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03222 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 182335800.000 N.mm
= 182.336 KN.m ≥ Mu = 3.359 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 0.418 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 26.675 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 0.418 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00008 ⇒ 4/3 Preq = 0.00010
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 271.579 KN
Φv · Vc = 271.579 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 2.099 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00454
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.222 j = 0.926
x = k · d = 77.810 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.167 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 4.078 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 4.078 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 15450.32 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 15450.32 mm ..... ∴ O.K

2) 뒷 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 11.469 KN.m 계수 전단력 Vu = 28.779 KN
단면의 두께 H = 450.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 350.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00454
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03222 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 182335800.000 N.mm
= 182.336 KN.m ≥ Mu = 11.469 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 1.431 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 91.214 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 1.431 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00026 ⇒ 4/3 Preq = 0.00035
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 271.579 KN
Φv · Vc = 271.579 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 7.168 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00454
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.222 j = 0.926
x = k · d = 77.810 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.569 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 13.923 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 13.923 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 4524.97 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 4524.97 mm ..... ∴ O.K

3) 벽 체 하 부

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 11.469 KN.m 계수 전단력 Vu = 22.199 KN
단면의 두께 H = 450.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 350.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00454
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03222 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 182335800.000 N.mm
= 182.336 KN.m ≥ Mu = 11.469 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 1.431 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 91.214 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 1.431 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00026 ⇒ 4/3 Preq = 0.00035
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 271.579 KN
Φv · Vc = 271.579 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 7.168 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00454
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.222 j = 0.926
x = k · d = 77.810 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.569 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 13.923 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 13.923 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 4524.97 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 4524.97 mm ..... ∴ O.K

4) 활 동 방 지 벽

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 25.038 KN.m 계수 전단력 Vu = 125.188 KN
단면의 두께 H = 400.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 300.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00265
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 12.461 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.05738 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 79345940.000 N.mm
= 79.346 KN.m ≥ Mu = 25.038 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 3.659 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 233.252 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 3.659 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00078 ⇒ 4/3 Preq = 0.00104
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 232.782 KN
Φv · Vc = 232.782 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 15.648 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00265
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.175 j = 0.942
x = k · d = 52.469 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 2.111 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 69.727 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 69.727 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 899.41 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 899.41 mm ..... ∴ O.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.282 % ≥ 0.25 % ∴O.K

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
최소 수평철근비 = 0.20 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.282 % ≥ 0.20 % ∴O.K

5. 결 과 요 약

5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

구 분	전 도			활 동			지 지 력		
	작용편심	허용편심	비고	안전율	허용치	비고	최대반력	허용지지력	비고
상 시	0.021	0.317	O.K	2.701	1.500	O.K	58.058	258.417	O.K
지진시	0.186	0.633	O.K	2.707	1.200	O.K	83.489	356.705	O.K

5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약

(단위 : KN,m)

구 분	휨 모 멘 트			전 단 력			최외단 배근 간격(mm)		
	Mu	ØMn	비고	Vu	ØVn	비고	S_st	Sa	비고
앞 굽 판	3.36	182.34	O.K	22.30	271.58	O.K	15450.3	125.0	O.K
뒷 굽 판	11.47	182.34	O.K	28.78	271.58	O.K	4525.0	125.0	O.K
벽체 하부	11.47	182.34	O.K	22.20	271.58	O.K	4525.0	125.0	O.K
활동방지벽	25.04	79.35	O.K	125.19	232.78	O.K	899.4	250.0	O.K

2) 사용 철근량 요약

구 분	휨 철 근 량			전 단 철 근 량		
	철근배근	피복(mm)	철근량(㎟)	철근배근	간격(mm)	철근량(㎟)
앞 굽 판	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
뒷 굽 판	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
벽체 하부	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
활동방지벽	H16 @ 250mm	100.0	794.400	H13 x 2.000Leg	200.0	253.400

3.2.3 A2(H=3.0m) 우측

▶ 옹벽 3.0M

1. 일 반 단 면

1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽
기 초 형 식 : 직 접 기 초
옹 벽 높 이 : H = 3.000 M
옹 벽 저 판 : B = 2.200 M

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.400

가속도 계수 A : 0.154
수평지진계수 Kh : 0.077

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : fck = 30.0 MPa
철 근 : fy = 400.0 MPa

2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량(γc) : 24.500 KN/㎥
뒷채움흙의 단위 중량(γt) : 19.000 KN/㎥
뒷채움흙의 내부마찰각(Φ_1) : 30.000 °
지지지반의 내부마찰각(Φ_2) : 30.000 °
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/㎡
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움의 성토높이 : 10.000 m
옹벽전면의 토 피 고(Df) : 1.000 m

2.3 사용토압

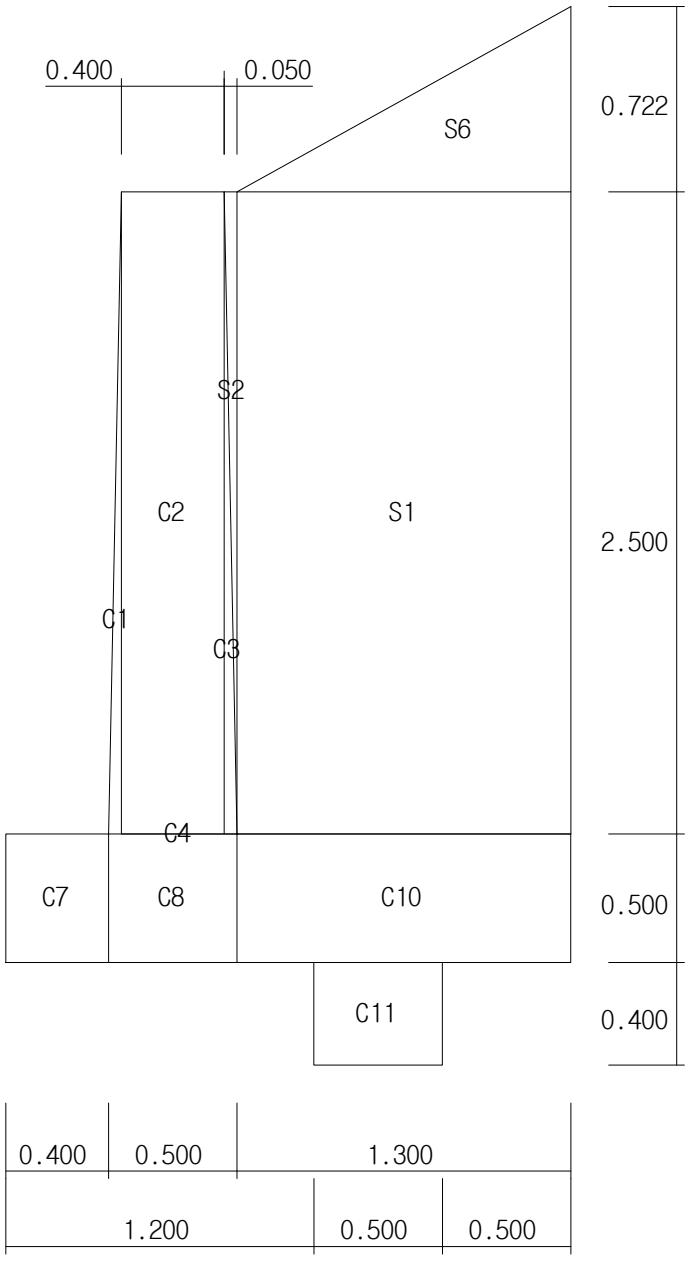
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : qℓ = 35.00 KN/㎡
과재고정하중 : qd = 15.00 KN/㎡

2.5 검토단면



H = 3.000 M B = 2.200 M α = 29.050 °

3. 안 정 계 산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	ɣ	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.062	24.5	1.53	0.077	0.12	0.433	1.333	0.66	0.16
C2	1.000	24.5	24.50	0.077	1.89	0.650	1.750	15.93	3.30
C3	0.063	24.5	1.53	0.077	0.12	0.867	1.333	1.33	0.157
C4	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.675	0.500	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.900	0.500	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.267	0.500	0.00	0.00
C7	0.200	24.5	4.90	0.077	0.38	0.200	0.250	0.98	0.09
C8	0.250	24.5	6.13	0.077	0.47	0.650	0.250	3.98	0.12
C9	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.333	0.500	0.00	0.00
C10	0.650	24.5	15.93	0.077	1.23	1.550	0.250	24.68	0.31
C11	0.200	24.5	4.90	0.077	0.38	1.450	-0.200	7.11	-0.08
소계	2.425		59.41		4.57			54.67	4.06
S1	3.250	19.0	61.75	0.077	4.75	1.550	1.750	95.71	8.32
S2	0.063	19.0	1.19	0.077	0.09	0.883	2.167	1.05	0.20
S3	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	0.900	0.500	0.00	0.00
S4	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.550	0.500	0.00	0.00
S5	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.767	0.500	0.00	0.00
S6	0.469	19.0	8.92	0.077	0.69	1.767	3.241	15.75	2.23
소계	3.782		71.86		5.53			112.52	10.74
총계			131.27		10.11			167.18	14.80

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 28.432 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6477
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6514
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6548
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6578
α= 38.00 °일때..Ka = 0.6603
α= 37.50 °일때..Ka = 0.6731
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6832

▷ α= 36.50 °일때..Ka = 0.6868 최대값

α= 36.00 °일때..Ka = 0.6837
α= 35.50 °일때..Ka = 0.6736
α= 35.00 °일때..Ka = 0.6562
α= 34.50 °일때..Ka = 0.6311
α= 34.00 °일때..Ka = 0.5981
α= 33.50 °일때..Ka = 0.5567
α= 33.00 °일때..Ka = 0.5067

∴ Ka = 0.687 (쐐기중량 W = 740.721 KN)
Kah = 0.687 ×cos 28.432 ° = 0.604
Kav = 0.687 ×sin 28.432 ° = 0.327

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.604 ×19.0 ×3.722²
= 79.491 KN.m

Pav = 1/2 ×Kav × γt ×H²
= 1/2 ×0.327 ×19.0 ×3.722²
= 43.039 KN/m

y = H / 3 = 3.722 / 3 = 1.241 m
χ = 2.200 m

Mo = Pah ×y = 79.491 ×1.241
= 98.624 KN.m

Mr = Pav × χ= 43.039 ×2.200
= 94.685 KN.m

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각(δ= Φ) : 30.000 ° (∵ β+ Θ > Φ)
여기서... Θ= tan-1(kh/(1-kv)) : 4.403 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5299
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5317
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5333
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5347
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5357
α= 45.00 °일때..Kae = 0.5366
α= 44.50 °일때..Kae = 0.5371

▷ α= 44.00 °일때..Kae = 0.5373 최대값

α= 43.50 °일때..Kae = 0.5372
α= 43.00 °일때..Kae = 0.5368
α= 42.50 °일때..Kae = 0.5360
α= 42.00 °일때..Kae = 0.5348
α= 41.50 °일때..Kae = 0.5332
α= 41.00 °일때..Kae = 0.5312
α= 40.50 °일때..Kae = 0.5288

∴ Kae = 0.537 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 215.315 KN)
Kaeh = 0.537 ×cos 30.000 ° = 0.465
Kaev = 0.537 ×sin 30.000 ° = 0.269

Paeh = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.465 ×19.0 ×3.722²
= 61.240 KN/m

Paev = 1/2 ×Kaev × γt ×H²
= 1/2 ×0.269 ×19.0 ×3.722²

= 35.357 KN/m

y = H / 2 = 3.722 / 2 = 1.861 m
χ = 2.200 m

Mo = Paeh × y = 61.240 × 1.861
= 113.971 KN.m

Mr = Paev × χ = 35.357 × 2.200
= 77.786 KN.m

3) 과재하중

① 상시 과재하중

q = 35.00 + 15.00 = 50.00 KN/㎡

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	59.413	0.000	54.666	0.000
재하토사 자중	71.855	0.000	112.516	0.000
토 압	43.039	79.491	94.685	98.624
∑	174.307	79.491	261.867	98.624

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	59.413	4.575	54.666	4.059
재하토사 자중	71.855	5.533	112.516	10.744
토 압	35.357	61.240	77.786	113.971
∑	166.625	71.348	244.968	128.774

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

∑V = 174.307 KN
∑Mr = 261.867 KN.m
∑Mo = 98.624 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 2.200 / 2 - (261.867 - 98.624) / 174.307
= 0.163 m ≤ B/6 = 0.367 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.163 m ≤ B/6 = 0.367 m ∴ O.K

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Mr / ∑Mo = 261.867 / 98.624
= 2.655 ≥ 2.0 ∴ O.K

2) 지진시 안정검토

∑V = 166.625 KN
∑Mr = 244.968 KN.m
∑Mo = 128.774 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 2.200 / 2 - (244.968 - 128.774) / 166.625
= 0.403 m > B/6 = 0.367 m ∴ 삼각형 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.403 m ≤ B/3 = 0.733 m ∴ O.K

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 30.000 °
지지지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
지지지반의 점 착 력 : 0.0 KN/㎡
성토지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 2.200 - 2 ×0.163 = 1.873m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ qu = 778.043 KN/㎡
∴ qa = 259.348 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 114.554 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 43.907 KN/㎡

q_max = 114.554 ≤ qa ∴O.K

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 2.200 - 2 ×0.403 = 1.395m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ que = 688.512 KN/㎡
∴ qae = 344.256 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

q_max = (2 · ∑V) / (L · x) = 159.297 KN/㎡
여기서 x = 3 (B/2 - e) = 2.092 m

q_max = 159.297 ≤ qae ∴O.K

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

율석을 부설하였을 경우 0.6과 tan(Φ) 중 작은값이므로
마찰계수 μ= tan(ΦB) = Min(0.6,tan(Φ)) = 0.577
점 착 력 C = 0.0 KN/㎡

2) 상시 안정검토

∑V = 174.307 KN
∑H = 79.491 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 104.572 + 31.159 + 34.620
= 170.350 KN

여기서 Kp = 3.000 (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 1.873 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 170.350 / 79.491
= 2.143 ≥ 1.5 ∴ O.K

3) 지진시 안정검토

∑V = 166.625 KN
∑H = 71.348 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 108.009 + 40.991 + 17.490
= 166.490 KN

여기서 Kp = 2.863 (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 1.395 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 166.490 / 71.348
= 2.333 ≥ 1.2 ∴ O.K

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)
LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)
LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)
LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)
LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)

∑V = 246.074 KN
∑Mr = 377.192 KN.m
∑Mo = 157.798 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 2.200 / 2 - (377.192 - 157.798) / 246.074
  = 0.208 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 175.431 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 48.272 KN/㎡

(2) LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)

∑V = 278.890 KN
∑Mr = 418.987 KN.m
∑Mo = 157.798 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 2.200 / 2 - (418.987 - 157.798) / 278.890
  = 0.163 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 183.286 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 70.251 KN/㎡

(3) LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)

∑V = 246.074 KN
∑Mr = 377.192 KN.m
∑Mo = 157.798 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 2.200 / 2 - (377.192 - 157.798) / 246.074
  = 0.208 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 175.431 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 48.272 KN/㎡

(4) LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

∑V = 166.625 KN
∑Mr = 244.968 KN.m
∑Mo = 128.774 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 2.200 / 2 - (244.968 - 128.774) / 166.625
  = 0.403 m > B/6 ∴ 삼각형 반력분포

Q_max = (2 ·∑V) / (L ·x) = 159.297 KN/㎡
  여기서 x = 3 (B/2 - e) = 2.092 m (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(5) LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		앞굽자중	지반반력	총 계
LCB1	전단력	-6.615	65.548	58.933
	모멘트	-1.323	13.418	12.095
LCB2	전단력	-7.840	69.204	61.364
	모멘트	-1.568	14.115	12.547
LCB3	전단력	-6.615	65.548	58.933
	모멘트	-1.323	13.418	12.095
LCB4	전단력	-4.900	57.627	52.727
	모멘트	-0.980	11.932	10.952
LCB5	전단력	-4.900	43.252	38.352
	모멘트	-0.980	8.822	7.842

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	28.114	95.401	0.000	-111.594	68.862	80.783
	모멘트	17.612	64.619	0.000	-61.954	89.521	109.798
LCB2	전단력	33.320	113.068	0.000	-134.742	68.862	80.508
	모멘트	20.874	76.586	0.000	-78.176	89.521	108.805
LCB3	전단력	28.114	95.401	0.000	-111.594	68.862	80.783
	모멘트	17.612	64.619	0.000	-61.954	89.521	109.798
LCB4	전단력	20.825	70.668	0.000	-54.097	35.357	72.753
	모멘트	13.046	47.866	0.000	-21.494	45.964	85.382
LCB5	전단력	20.825	70.668	0.000	-84.214	43.039	50.318
	모멘트	13.046	47.866	0.000	-48.860	55.950	68.003

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

ⓐ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °

흙과 콘크리트의 마찰각(δ): 10.000 °
옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 1.146 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 41.50 °일때..Ka = 0.6095
α= 41.00 °일때..Ka = 0.6118
α= 40.50 °일때..Ka = 0.6139
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6158
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6174
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6186
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6195

▷ α= 38.00 °일때..Ka = 0.6200 최대값

α= 37.50 °일때..Ka = 0.6199
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6192
α= 36.50 °일때..Ka = 0.6178
α= 36.00 °일때..Ka = 0.6155
α= 35.50 °일때..Ka = 0.6121
α= 35.00 °일때..Ka = 0.6073
α= 34.50 °일때..Ka = 0.6118

∴ Ka = 0.620 (쐐기중량 W = 264.100 KN)
Kah = 0.620 ×cos 11.146° = 0.608
Kav = 0.620 ×sin 11.146° = 0.120

ⓑ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 52.50 °일때..Kae = 0.5430
α= 52.00 °일때..Kae = 0.5442
α= 51.50 °일때..Kae = 0.5453
α= 51.00 °일때..Kae = 0.5462
α= 50.50 °일때..Kae = 0.5469
α= 50.00 °일때..Kae = 0.5474
α= 49.50 °일때..Kae = 0.5477

▷ α= 49.00 °일때..Kae = 0.5479 최대값

α= 48.50 °일때..Kae = 0.5478
α= 48.00 °일때..Kae = 0.5475
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5469
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5462
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5452
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5439
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5424

∴ Kae = 0.548 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 77.953 KN)
Kaeh = 0.548 ×cos 1.146° = 0.548
Kaev = 0.548 ×sin 1.146° = 0.011

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$Pah = 1/2 \times Kah \times \gamma_t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.608 \times 19.0 \times 2.500^2 = 36.117$ KN/m

$y = H / 3 = 2.500 / 3 = 0.833$ m

$Mo = Pah \times y = 36.117 \times 0.833 = 30.097$ KN.m

ⓑ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$Pah = 1/2 \times Kaeh \times \gamma t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.548 \times 19.0 \times 2.500^2 = 32.523$ KN/m

$y = H / 2 = 2.500 / 2 = 1.250$ m

$Mo = Pah \times y = 32.523 \times 1.250 = 40.654$ KN.m

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

$q = 35.00 + 15.00 + 50.00$ KN/㎡

i) 벽체 하부 (C-C)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.062	24.5	1.531	0.077	0.118	0.833	0.098
C2	1.000	24.5	24.500	0.077	1.887	1.250	2.358
C3	0.063	24.5	1.531	0.077	0.118	0.833	0.098
합 계 (벽체 하부)			27.563		2.122		2.555

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	57.787	0.000	0.000	57.787
	모멘트	48.156	0.000	0.000	48.156
LCB2	전단력	57.787	0.000	0.000	57.787
	모멘트	48.156	0.000	0.000	48.156
LCB3	전단력	57.787	0.000	0.000	57.787
	모멘트	48.156	0.000	0.000	48.156
LCB4	전단력	32.523	0.000	2.122	34.645
	모멘트	40.654	0.000	2.555	43.208
LCB5	전단력	36.117	0.000	0.000	36.117
	모멘트	30.097	0.000	0.000	30.097

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과
활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q3+q4)}{2} Kp\ L + \frac{(q4+q5)}{2} B\ \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

Kp = 3.000 μ= 0.577 (상 시)
Kpe = 2.863 μ= 0.577 (지진시)

(단위 : KN, m)

구 분		활동저항력	마 찰 력	총 계
LCB1	전단력	151.313	26.449	177.762
	모멘트	30.263	5.290	35.552
LCB2	전단력	167.315	31.404	198.718
	모멘트	33.463	6.281	39.744
LCB3	전단력	151.313	26.449	177.762
	모멘트	30.263	5.290	35.552
LCB4	전단력	108.009	14.112	122.121
	모멘트	21.602	2.822	24.424
LCB5	전단력	104.572	19.627	124.199
	모멘트	20.914	3.925	24.840

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

(단위 : KN, m)

구 분	Mu	Mcr	Vu
앞 굽 판 (A-A)	12.547	7.842	61.364
뒷 굽 판 (B-B)	48.156	30.097	80.783
벽 체 하 부 (C-C)	48.156	30.097	57.787
활동 방지벽 (E-E)	39.744	24.840	198.718

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판과의
접속점의 모멘트평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를
초과하지 않는다.- 옹벽표준도작성연구용역 종합보고서, 1998. 건교부)

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 12.547 KN.m 계수 전단력 Vu = 61.364 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00397
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 209345400.000 N.mm
= 209.345 KN.m ≥ Mu = 12.547 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 1.369 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 87.280 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 1.369 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00022 ⇒ 4/3 Preq = 0.00029
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 7.842 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00397
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.210 j = 0.930
x = k · d = 83.857 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.503 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 13.266 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 13.266 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 4748.93 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 4748.93 mm ..... ∴ O.K

2) 뒷 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 48.156 KN.m 계수 전단력 Vu = 80.783 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00397
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 209345400.000 N.mm
= 209.345 KN.m ≥ Mu = 48.156 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.281 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 336.637 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.281 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00084 ⇒ 4/3 Preq = 0.00112
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 30.097 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00397
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.210 j = 0.930
x = k · d = 83.857 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 1.929 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 50.917 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 50.917 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 1237.31 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 1237.31 mm ..... ∴ O.K

3) 벽 체 하 부

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 48.156 KN.m 계수 전단력 Vu = 57.787 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00397
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 209345400.000 N.mm
= 209.345 KN.m ≥ Mu = 48.156 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.281 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 336.637 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.281 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00084 ⇒ 4/3 Preq = 0.00112
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 30.097 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00397
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.210 j = 0.930
x = k · d = 83.857 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 1.929 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 50.917 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 50.917 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 1237.31 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 1237.31 mm ..... ∴ O.K

4) 활 동 방 지 벽

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 39.744 KN.m 계수 전단력 Vu = 198.718 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00199
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 12.461 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.07751 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 106355500.000 N.mm
= 106.356 KN.m ≥ Mu = 39.744 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 4.353 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 277.508 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 4.353 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00069 ⇒ 4/3 Preq = 0.00093
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 24.840 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00199
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.153 j = 0.949
x = k · d = 61.369 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 2.133 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 82.385 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 82.385 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 725.88 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 725.88 mm ..... ∴ O.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.253 % ≥ 0.25 % ∴O.K

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
최소 수평철근비 = 0.20 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.253 % ≥ 0.20 % ∴O.K

5. 결 과 요 약

5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

구 분	전 도			활 동			지 지 력		
	작용편심	허용편심	비고	안전율	허용치	비고	최대반력	허용지지력	비고
상 시	0.163	0.367	O.K	2.143	1.500	O.K	114.554	259.348	O.K
지진시	0.403	0.733	O.K	2.333	1.200	O.K	159.297	344.256	O.K

5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약 (단위 : KN,m)

구 분	휨 모 멘 트			전 단 력			최외단 배근 간격(mm)		
	Mu	ØMn	비고	Vu	ØVn	비고	S_st	Sa	비고
앞 굽 판	12.55	209.35	O.K	61.36	310.38	O.K	4748.9	125.0	O.K
뒷 굽 판	48.16	209.35	O.K	80.78	310.38	O.K	1237.3	125.0	O.K
벽체 하부	48.16	209.35	O.K	57.79	310.38	O.K	1237.3	125.0	O.K
활동방지벽	39.74	106.36	O.K	198.72	310.38	O.K	725.9	250.0	O.K

2) 사용 철근량 요약

구 분	휨 철 근 량			전 단 철 근 량		
	철근배근	피복(mm)	철근량(㎟)	철근배근	간격(mm)	철근량(㎟)
앞 굽 판	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
뒷 굽 판	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
벽체 하부	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
활동방지벽	H16 @ 250mm	100.0	794.400	H13 x 2.000Leg	200.0	253.400

▶ 옹벽 1.5M

1. 일 반 단 면

1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽
기 초 형 식 : 직 접 기 초
옹 벽 높 이 : H = 1.500 M
옹 벽 저 판 : B = 1.900 M

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.400

가속도 계수 A : 0.154
수평지진계수 Kh : 0.077

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : fck = 30.0 MPa
철 근 : fy = 400.0 MPa

2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량(γc) : 24.500 KN/㎥
뒷채움흙의 단위 중량(γt) : 19.000 KN/㎥
뒷채움흙의 내부마찰각(Φ_1) : 30.000 °
지지지반의 내부마찰각(Φ_2) : 30.000 °
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/㎡
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움의 성토높이 : 반무한 사면
옹벽전면의 토 피 고(Df) : 1.000 m

2.3 사용토압

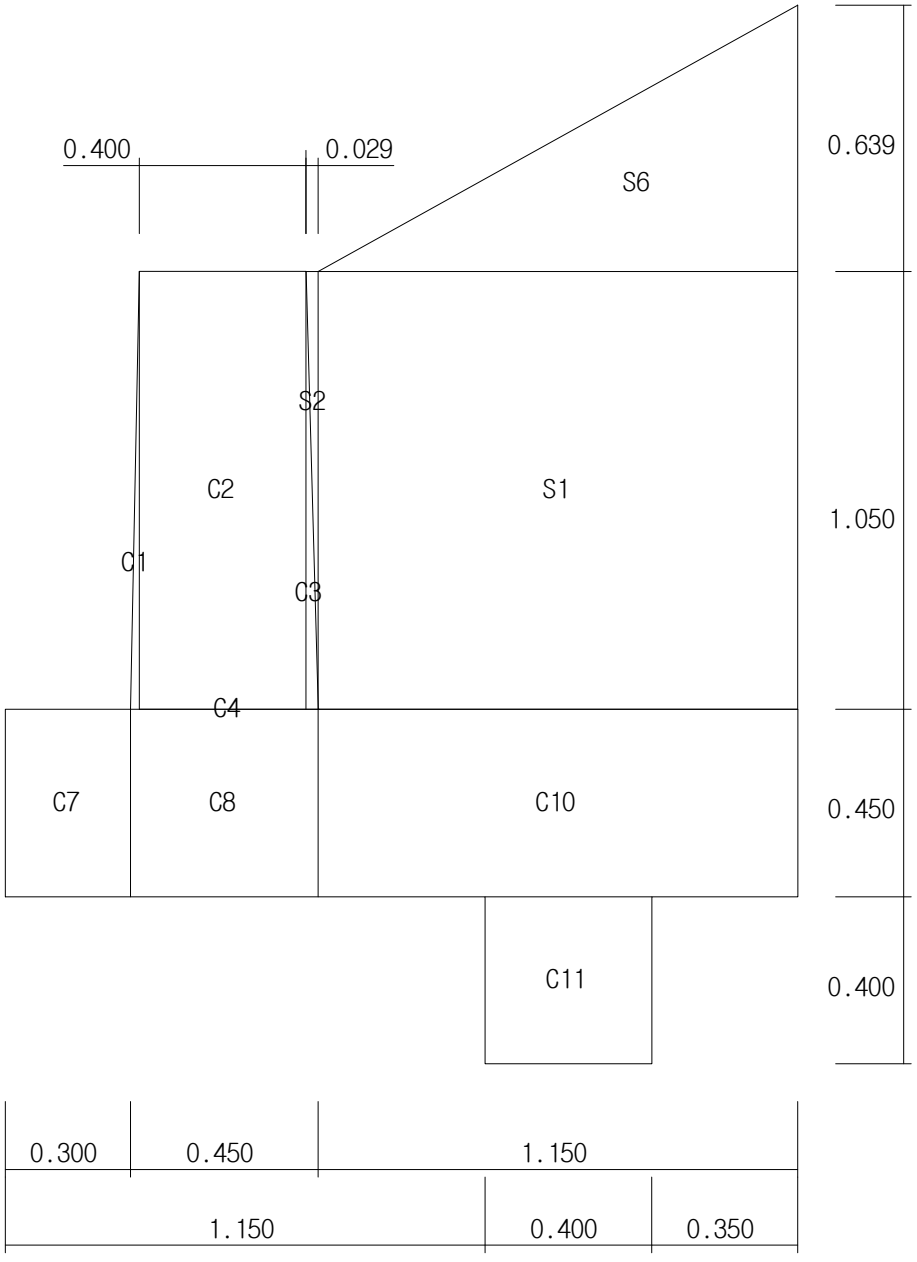
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : qℓ = 35.00 KN/㎡
과재고정하중 : qd = 15.00 KN/㎡

2.5 검토단면



H = 1.500 M B = 1.900 M α = 29.050 °

3. 안 정 계 산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	ɣ	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.011	24.5	0.27	0.077	0.02	0.314	0.800	0.08	0.02
C2	0.420	24.5	10.29	0.077	0.79	0.521	0.975	5.36	0.77
C3	0.015	24.5	0.37	0.077	0.03	0.731	0.800	0.27	0.023
C4	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.536	0.450	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.750	0.450	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.200	0.450	0.00	0.00
C7	0.135	24.5	3.31	0.077	0.25	0.150	0.225	0.50	0.06
C8	0.203	24.5	4.96	0.077	0.38	0.525	0.225	2.60	0.09
C9	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.133	0.450	0.00	0.00
C10	0.518	24.5	12.68	0.077	0.98	1.325	0.225	16.80	0.22
C11	0.160	24.5	3.92	0.077	0.30	1.350	-0.200	5.29	-0.06
소계	1.461		35.80		2.76			30.91	1.11
S1	1.208	19.0	22.94	0.077	1.77	1.325	0.975	30.40	1.72
S2	0.015	19.0	0.29	0.077	0.02	0.740	1.150	0.21	0.03
S3	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	0.750	0.450	0.00	0.00
S4	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.325	0.450	0.00	0.00
S5	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.517	0.450	0.00	0.00
S6	0.367	19.0	6.98	0.077	0.54	1.517	1.713	10.58	0.92
소계	1.590		30.21		2.33			41.20	2.67
총계			66.01		5.08			72.11	3.78

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 29.050 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6477
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6514
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6548
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6578
α= 38.00 °일때..Ka = 0.6603
α= 37.50 °일때..Ka = 0.6623
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6637

▷ α= 36.50 °일때..Ka = 0.6643 최대값

α= 36.00 °일때..Ka = 0.6640
α= 35.50 °일때..Ka = 0.6624
α= 35.00 °일때..Ka = 0.6593
α= 34.50 °일때..Ka = 0.6543
α= 34.00 °일때..Ka = 0.6613
α= 33.50 °일때..Ka = 0.6604
α= 33.00 °일때..Ka = 0.6383

∴ Ka = 0.664 (쐐기중량 W = 235.521 KN)
Kah = 0.664 ×cos 29.050 ° = 0.581
Kav = 0.664 ×sin 29.050 ° = 0.323

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.581 ×19.0 ×2.139²
= 25.237 KN.m

Pav = 1/2 ×Kav × γt ×H²
= 1/2 ×0.323 ×19.0 ×2.139²
= 14.018 KN/m

y = H / 3 = 2.139 / 3 = 0.713 m
χ = 1.900 m

Mo = Pah ×y = 25.237 ×0.713
= 17.992 KN.m

Mr = Pav × χ= 14.018 ×1.900
= 26.634 KN.m

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각(δ= Φ) : 30.000 ° (∵ β+ Θ > Φ)
여기서... Θ= tan-1(kh/(1-kv)) : 4.403 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5299
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5317
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5333
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5347
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5357
α= 45.00 °일때..Kae = 0.5366
α= 44.50 °일때..Kae = 0.5371

▷ α= 44.00 °일때..Kae = 0.5373 최대값

α= 43.50 °일때..Kae = 0.5372
α= 43.00 °일때..Kae = 0.5368
α= 42.50 °일때..Kae = 0.5360
α= 42.00 °일때..Kae = 0.5348
α= 41.50 °일때..Kae = 0.5332
α= 41.00 °일때..Kae = 0.5312
α= 40.50 °일때..Kae = 0.5288

∴ Kae = 0.537 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 71.093 KN)
Kaeh = 0.537 ×cos 30.000 ° = 0.465
Kaev = 0.537 ×sin 30.000 ° = 0.269

Paeh = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.465 ×19.0 ×2.139²
= 20.221 KN/m

Paev = 1/2 ×Kaev × γt ×H²
= 1/2 ×0.269 ×19.0 ×2.139²

= 11.674 KN/m

y = H / 2 = 2.139 / 2 = 1.069 m
χ = 1.900 m

Mo = Paeh × y = 20.221 × 1.069
= 21.624 KN.m

Mr = Paev × χ = 11.674 × 1.900
= 22.181 KN.m

3) 과재하중

① 상시 과재하중

q = 35.00 + 15.00 = 50.00 KN/㎡

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	35.801	0.000	30.911	0.000
재하토사 자중	30.210	0.000	41.197	0.000
토 압	14.018	25.237	26.634	17.992
∑	80.029	25.237	98.742	17.992

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	35.801	2.757	30.911	1.115
재하토사 자중	30.210	2.326	41.197	2.668
토 압	11.674	20.221	22.181	21.624
∑	77.685	25.303	94.289	25.407

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

∑V = 80.029 KN
∑Mr = 98.742 KN.m
∑Mo = 17.992 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 1.900 / 2 - (98.742 - 17.992) / 80.029
= -0.059 m ≤ B/6 = 0.317 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = -0.059 m ≤ B/6 = 0.317 m ∴ O.K

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Mr / ∑Mo = 98.742 / 17.992
= 5.488 ≥ 2.0 ∴ O.K

2) 지진시 안정검토

∑V = 77.685 KN
∑Mr = 94.289 KN.m
∑Mo = 25.407 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 1.900 / 2 - (94.289 - 25.407) / 77.685
= 0.063 m ≤ B/6 = 0.317 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.063 m ≤ B/3 = 0.633 m ∴ O.K

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 30.000 °
지지지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
지지지반의 점 착 력 : 0.0 KN/㎡
성토지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 1.900 - 2 ×0.059 = 1.782m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ qu = 760.999 KN/㎡
∴ qa = 253.666 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 34.272 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 49.969 KN/㎡

q_max = 49.969 ≤ qa ∴O.K

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 1.900 - 2 ×0.063 = 1.773m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ que = 759.386 KN/㎡
∴ qae = 379.693 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 49.062 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 32.712 KN/㎡

q_max = 49.062 ≤ qae ∴O.K

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

율석을 부설하였을 경우 0.6과 tan(Φ) 중 작은값이므로
마찰계수 μ= tan(ΦB) = Min(0.6,tan(Φ)) = 0.577
점 착 력 C = 0.0 KN/㎡

2) 상시 안정검토

∑V = 80.029 KN
∑H = 25.237 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 49.093 + 9.545 + 20.296
= 78.933 KN

여기서 Kp = 3.000 (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 1.782 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 78.933 / 25.237
= 3.128 ≥ 1.5 ∴ O.K

3) 지진시 안정검토

∑V = 77.685 KN
∑H = 25.303 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 48.274 + 12.431 + 15.562
= 76.267 KN

여기서 Kp = 2.863 (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 1.773 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 76.267 / 25.303
= 3.014 ≥ 1.2 ∴ O.K

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)
LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)
LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)
LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)
LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)

∑V = 111.544 KN
∑Mr = 139.960 KN.m
∑Mo = 28.787 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 1.900 / 2 - (139.960 - 28.787) / 111.544
  = -0.047 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 50.054 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 67.360 KN/㎡

(2) LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)

∑V = 128.046 KN
∑Mr = 157.987 KN.m
∑Mo = 28.787 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 1.900 / 2 - (157.987 - 28.787) / 128.046
  = -0.059 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 54.835 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 79.950 KN/㎡

(3) LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)

∑V = 111.544 KN
∑Mr = 139.960 KN.m
∑Mo = 28.787 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 1.900 / 2 - (139.960 - 28.787) / 111.544
  = -0.047 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 50.054 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 67.360 KN/㎡

(4) LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

∑V = 77.685 KN
∑Mr = 94.289 KN.m
∑Mo = 25.407 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
  = 1.900 / 2 - (94.289 - 25.407) / 77.685
  = 0.063 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = ∑V / (B·L) ×(1 + 6e / B) = 49.062 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×(1 - 6e / B) = 32.712 KN/㎡

(5) LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		앞굽자중	지반반력	총 계
LCB1	전단력	-4.465	15.426	10.961
	모멘트	-0.670	2.293	1.624
LCB2	전단력	-5.292	17.045	11.753
	모멘트	-0.794	2.527	1.733
LCB3	전단력	-4.465	15.426	10.961
	모멘트	-0.670	2.293	1.624
LCB4	전단력	-3.308	14.331	11.024
	모멘트	-0.496	2.169	1.673
LCB5	전단력	-3.308	10.653	7.346
	모멘트	-0.496	1.579	1.083

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	22.408	40.393	0.000	-71.441	22.429	13.789
	모멘트	13.017	25.032	0.000	-42.233	25.793	21.609
LCB2	전단력	26.558	47.874	0.000	-83.202	22.429	13.658
	모멘트	15.428	29.667	0.000	-49.517	25.793	21.372
LCB3	전단력	22.408	40.393	0.000	-71.441	22.429	13.789
	모멘트	13.017	25.032	0.000	-42.233	25.793	21.609
LCB4	전단력	16.599	29.921	0.000	-43.309	11.674	14.885
	모멘트	9.642	18.542	0.000	-23.812	13.425	17.798
LCB5	전단력	16.599	29.921	0.000	-52.001	14.018	8.536
	모멘트	9.642	18.542	0.000	-30.948	16.121	13.357

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

ⓐ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
흙과 콘크리트의 마찰각(δ): 10.000 °
옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 1.582 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 41.50 °일때..Ka = 0.6110
α= 41.00 °일때..Ka = 0.6133
α= 40.50 °일때..Ka = 0.6154
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6172
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6188
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6200
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6209

▷ α= 38.00 °일때..Ka = 0.6213 최대값

α= 37.50 °일때..Ka = 0.6212
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6205
α= 36.50 °일때..Ka = 0.6191
α= 36.00 °일때..Ka = 0.6168
α= 35.50 °일때..Ka = 0.6133
α= 35.00 °일때..Ka = 0.6085
α= 34.50 °일때..Ka = 0.6019

∴ Ka = 0.621 (쐐기중량 W = 46.667 KN)
Kah = 0.621 ×cos 11.582 ° = 0.609
Kav = 0.621 ×sin 11.582 ° = 0.125

ⓑ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 52.50 °일때..Kae = 0.5451
α= 52.00 °일때..Kae = 0.5463
α= 51.50 °일때..Kae = 0.5473
α= 51.00 °일때..Kae = 0.5482
α= 50.50 °일때..Kae = 0.5489
α= 50.00 °일때..Kae = 0.5493
α= 49.50 °일때..Kae = 0.5496

▷ α= 49.00 °일때..Kae = 0.5497 최대값

α= 48.50 °일때..Kae = 0.5496
α= 48.00 °일때..Kae = 0.5493
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5487
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5479
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5469
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5456
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5441

∴ Kae = 0.550 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 13.831 KN)
Kaeh = 0.550 ×cos 1.582 ° = 0.550
Kaev = 0.550 ×sin 1.582 ° = 0.015

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.609 ×19.0 ×1.050² = 6.375 KN/m

y = H / 3 = 1.050 / 3 = 0.350 m

Mo = Pah ×y = 6.375 ×0.350 = 2.231 KN.m

ⓑ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²

$= 1/2 \times 0.550 \times 19.0 \times 1.050^2 = 5.755$ KN/m

$y = H / 2 = 1.050 / 2 = 0.525$ m

$Mo = Pah \times y = 5.755 \times 0.525 = 3.022$ KN.m

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

$q = 35.00 + 15.00 + 50.00$ KN/㎡

i) 벽체 하부 (C-C)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	ɣ	W	Kh	H	y	M
C1	0.011	24.5	0.270	0.077	0.021	0.350	0.007
C2	0.420	24.5	10.290	0.077	0.792	0.525	0.416
C3	0.015	24.5	0.373	0.077	0.029	0.350	0.010
합 계 (벽체 하부)			10.933		0.842		0.433

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	10.200	0.000	0.000	10.200
	모멘트	3.570	0.000	0.000	3.570
LCB2	전단력	10.200	0.000	0.000	10.200
	모멘트	3.570	0.000	0.000	3.570
LCB3	전단력	10.200	0.000	0.000	10.200
	모멘트	3.570	0.000	0.000	3.570
LCB4	전단력	5.755	0.000	0.842	6.597
	모멘트	3.022	0.000	0.433	3.455
LCB5	전단력	6.375	0.000	0.000	6.375
	모멘트	2.231	0.000	0.000	2.231

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과
활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q3+q4)}{2} Kp\ L + \frac{(q4+q5)}{2} B\ \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

$Kp = 3.000$ $\mu = 0.577$ (상 시)
$Kpe = 2.863$ $\mu = 0.577$ (지진시)

(단위 : KN, m)

구 분		활동저항력	마 찰 력	총 계
LCB1	전단력	68.848	14.399	83.247
	모멘트	13.770	2.880	16.649
LCB2	전단력	78.549	16.785	95.334
	모멘트	15.710	3.357	19.067
LCB3	전단력	68.848	14.399	83.247
	모멘트	13.770	2.880	16.649
LCB4	전단력	48.274	8.648	56.922
	모멘트	9.655	1.730	11.384
LCB5	전단력	49.093	10.490	59.584
	모멘트	9.819	2.098	11.917

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

(단위 : KN, m)

구 분	Mu	Mcr	Vu
앞 굽 판 (A-A)	1.733	1.083	11.753
뒷 굽 판 (B-B)	3.570	2.231	14.885
벽 체 하 부 (C-C)	3.570	2.231	10.200
활동 방지벽 (E-E)	19.067	11.917	95.334

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판과의
접속점의 모멘트평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를
초과하지 않는다.- 옹벽표준도작성연구용역 종합보고서, 1998. 건교부)

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굽 판

fck = 30.0MPa　　fy = 400.0MPa
β1 = 0.836　　Øf = 0.90　　Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 1.733 KN.m　　계수 전단력 Vu = 11.753 KN
단면의 두께 H = 450.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 350.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00454
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03222 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 182335800.000 N.mm
= 182.336 KN.m ≥ Mu = 1.733 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 0.216 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 13.760 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 0.216 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00004 ⇒ 4/3 Preq = 0.00005
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 271.579 KN
Φv · Vc = 271.579 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 1.083 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00454
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.222　　j = 0.926
x = k · d = 77.810 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.086 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 2.104 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 2.104 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 29943.07 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 29943.07 mm ..... ∴ O.K

2) 뒷 굽 판

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 3.570 KN.m 계수 전단력 Vu = 14.885 KN
단면의 두께 H = 450.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 350.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00454
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03222 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 182335800.000 N.mm
= 182.336 KN.m ≥ Mu = 3.570 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 0.445 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 28.351 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 0.445 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00008 ⇒ 4/3 Preq = 0.00011
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 271.579 KN
Φv · Vc = 271.579 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 2.231 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00454
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.222 j = 0.926
x = k · d = 77.810 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.177 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 4.334 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 4.334 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 14537.53 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 14537.53 mm ..... ∴ O.K

3) 벽 체 하 부

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 3.570 KN.m 계수 전단력 Vu = 10.200 KN
단면의 두께 H = 450.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 350.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00454
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03222 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 182335800.000 N.mm
= 182.336 KN.m ≥ Mu = 3.570 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 0.445 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 28.351 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 0.445 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00008 ⇒ 4/3 Preq = 0.00011
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 271.579 KN
Φv · Vc = 271.579 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 2.231 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00454
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.222 j = 0.926
x = k · d = 77.810 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.177 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 4.334 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 4.334 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 14537.53 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 14537.53 mm ..... ∴ O.K

4) 활 동 방 지 벽

fck = 30.0MPa fy = 400.0MPa
β1 = 0.836 Øf = 0.90 Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 19.067 KN.m 계수 전단력 Vu = 95.334 KN
단면의 두께 H = 400.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 300.000 mm 피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00265
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 12.461 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.05738 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 79345940.000 N.mm
= 79.346 KN.m ≥ Mu = 19.067 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 2.782 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 177.366 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 2.782 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00059 ⇒ 4/3 Preq = 0.00079
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 232.782 KN
Φv · Vc = 232.782 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 11.917 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00265
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.175 j = 0.942
x = k · d = 52.469 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 1.608 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 53.099 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 53.099 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 1186.47 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 1186.47 mm ..... ∴ O.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.282 % ≥ 0.25 % ∴O.K

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
최소 수평철근비 = 0.20 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.282 % ≥ 0.20 % ∴O.K

5. 결 과 요 약

5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

구 분	전 도			활 동			지 지 력		
	작용편심	허용편심	비고	안전율	허용치	비고	최대반력	허용지지력	비고
상 시	0.059	0.317	O.K	3.128	1.500	O.K	49.969	253.666	O.K
지진시	0.063	0.633	O.K	3.014	1.200	O.K	49.062	379.693	O.K

5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약

(단위 : KN,m)

구 분	휨 모 멘 트			전 단 력			최외단 배근 간격(mm)		
	Mu	ØMn	비고	Vu	ØVn	비고	S_st	Sa	비고
앞 굽 판	1.73	182.34	O.K	11.75	271.58	O.K	29943.1	125.0	O.K
뒷 굽 판	3.57	182.34	O.K	14.89	271.58	O.K	14537.5	125.0	O.K
벽체 하부	3.57	182.34	O.K	10.20	271.58	O.K	14537.5	125.0	O.K
활동방지벽	19.07	79.35	O.K	95.33	232.78	O.K	1186.5	250.0	O.K

2) 사용 철근량 요약

구 분	휨 철 근 량			전 단 철 근 량		
	철근배근	피복(mm)	철근량(㎟)	철근배근	간격(mm)	철근량(㎟)
앞 굽 판	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
뒷 굽 판	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
벽체 하부	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
활동방지벽	H16 @ 250mm	100.0	794.400	H13 x 2.000Leg	200.0	253.400

3.3 가시설공

3.3.1 A1 버팀보

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

I. 설 계 조 건

I-1. 지 반 자 료

1) 각 토층의 토질정수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	단위중량 (KN/㎥)	N	점착력 (KN/㎡)	전단 저항각(DO)	토질 형태	지반반력계수 (KN/㎥)	마찰저항 (N/㎟)
1	0.000	-1.460	17.50	6	30.000	0.00	CLAY	14302.352	0.00
2	-1.460	-3.960	19.50	30	19.000	29.00	WEA.SOIL	27490.918	0.00
3	-3.960	-4.960	20.00	50	29.000	31.00	WEA.ROCK	33826.715	0.00
4	-4.960	-10.000	23.00	50	250.000	33.00	SOFTROCK	33826.715	0.00

2) 각 토층의 토압계수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	RANKINE식 Ka	RANKINE식 Kp	COULOMB식 Ka	COULOMB식 Kp	CAQUOT & KERISEL Ka	CAQUOT & KERISEL Kp	정지토압 Ko
1	0.000	-1.460	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	-1.460	-3.960	0.347	2.882	0.309	5.600	0.347	4.607	0.515
3	-3.960	-4.960	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
4	-4.960	-10.000	0.295	3.392	0.264	8.084	0.295	6.099	0.455

I-2. 상 재 하 중

NO	X-NEAR (m)	X-FAR (m)	EL. (m)	LOAD (KN/㎡)
1	0.000	20.000	0.000	15.000

I-3. 지하수위(토류벽 근입장 계산시 사용)

* 지하수위 고려하는 시점 EL. = -0.260 (m)
* 지하수위 고려하는 종점 EL. = -4.960 (m)
* 물의 단위중량 = 10.000 (KN/㎥)

I-4. 최종 굴착바닥의 위치및 굴착단계별 위치

* 최종 굴착바닥 EL. = -5.650 (m)
* 엄지말뚝 근입깊이 = 1.000 (m)
* 총 굴착 단계의 수 = 4
* 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.000 -2.800 -5.650 -5.650

Next Page

I-5. 엄지말뚝(H-PILE, SLURRY WALL등의 수직토류벽) 의 제원

1) 사용 엄지말뚝(H-Pile ,SLURRY WALL등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) = 210000. (MPA)
* 단 면 적 (A) = 17320.0 (㎟)
* 단 면 2 차 모 멘 트(Ix) = 324000000.0 (㎜⁴)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800000.0 (㎣)
* 단 면 2 차 반 경 강축방향(Rx) = 75.600 (㎜)
약축방향(Ry) = 28.500 (㎜)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중(N) = 0.000 (KN)
* 엄 지 말 뚝 설 치 간 격 = 0.60 (m)

I-6. 버팀보(E/A, Tierod, Nail & Strut) 및 Wale의 Type

ㅇ. S T R U T T Y P E

NO	T Y P E	탄성계수(E) (MPA)	단면적(A) (㎟)	단면2차반경(㎜) Rx	Ry	단 면 계 수 Zx(㎣)
1	H-250X250X9X14	210000.	9218.000	108.000	62.900	867000.00

ㅇ. W A L E T Y P E

NO	T Y P E	단 면 적(A) (㎟)	단면2차반경(㎜) Rx	Ry	단 면 계 수(Z) (㎣)
1	H-250X250X9X14	9218.000	108.000	62.900	867000.00

Next Page

I-7. 각 단에 설치한 버팀보(E/A, Tierod, Nail & Strut) 및 Wale의 제원

NO	EL. (m)	버팀보 형식	설치각 (DO)	자유및정착장 강축	자유및정착장 약축	설치간격 (m)	Cable Spring수 수(ea)	S/Type (KN/㎡)	W A L E 한계압력	W A L E Type	W A L E 설치수
1	-0.500	Strut	0.0	7.14	4.00	2.40	1	112965.7	1	1	1
2	-2.300	Strut	0.0	7.14	4.00	2.40	1	112965.7	1	1	1

Next Page

I-8. 가 설 구 조 물

1) 적 용 설 계 방 법

가설 구조물의 설계는 허용응력 설계법을 적용하며, 가설구조물은 공사 목적물을 만들기 위한 가설비(본체 구조물 일부로 사용되는 경우도 있음)로서 설치되므로 다음 규정에 따라 할증된 허용응력을 채택한다.

2) 강 재 의 허 용 응 력 도 (SS-400,SS-490)

종 류	허 용 응 력 도 (MPA)	
1. 축방향 인장	140 x 1.5 = 210	
2. 축방향 압축 L(Cm):유효 좌굴장 R(Cm):단면 2차반경	L/R <= 20	140 x 1.5 = 210
	20<L/R<93	210 - 1.3 (L/R - 20)
	93 <= L/R	$\frac{1.800.000}{6.700 + (L/R)^2}$
3. 휨 응 력 B:압축Flange폭 L:Flange 고정 점간거리	인 장	140 x 1.5 = 210
	압 축 L/B<=4.5	140 x 1.5 = 210
	4.5<L/B<=30	210-3.6(L/B-4.5)
4. 전단응력	80 x 1.5 = 120	
5. 용접강도	공 장 : 모재의 100% 현 장 : 모재의 90%	

(도로교설계기준, 2000)

3) 강 재 의 허 용 응 력 도 보 정

제2항에서 규정한 강재의 허용응력도는 신규강재의 단기하중에 대한 값으로서 실제 시공시에 반복 재사용과 장기사용등을 고려할 때에는 보정계수를 고려하여야 하는데 다음과 같은 값을 적용한다.

강재의 허용응력도 보정계수 = 1.00

Next Page

II. 토 류 벽 의 근 입 심 도 검 토

토류벽의 근입길이는 다음 조건에 대하여 검토하여 결정한다.
- 근입부에 작용하는 주동토압과 수동토압에 대한 안정
- 연약한 점성토 지반에서의 Heaving 현상에 대한 안정
- 지수토류벽등을 사용하는 경우로 모래지반에서의 Boiling 현상에 대한 안정

또한,토류벽의 근입심도 검토는 최종굴착의 경우와 최종굴착 전단계 경우에 한하여 실시하며,수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

II-1. 최 종 굴 착 경우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산
  Ka = Tan² (45-@/2)
  Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
  q : 상재하중 (= 15.0 KN/㎡)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	C(KN/㎡) (2)	Ka (1)	Ka (2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	토 압(KN/㎡) (2)	계 (KN/㎡) Pa1	계 (KN/㎡) Pa2
									h= 0.84 Rt= 9.50	
1	-2.300	19.0	19.0	0.347	0.347	20.400	0.000	0.000	20.400	20.400
									h= 1.66 Rt= 9.50	
2	-3.960	19.0	29.0	0.347	0.320	37.000	0.000	0.000	37.000	37.000
									h= 1.00 Rt=10.00	
3	-4.960	29.0	250.0	0.320	0.295	47.000	0.000	0.000	47.000	47.000
									h= 0.69 Rt=23.00	
4	-5.650	250.0	250.0	0.295	0.295	47.000	0.000	0.000	47.000	47.000
									h= 1.00 Rt=23.00	
5	-6.650	250.0	0.0	0.295	0.000	47.000	0.000	0.000	47.000	47.000

* 수 동 토 압 계 산
  Kp = Tan² (45+@/2)
  Pp = Rt*h*Kp + 2*C*SQRT(Kp)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	C(KN/㎡) (2)	Kp (1)	Kp (2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	토 압(KN/㎡) (2)	계 (KN/㎡) Pp1	계 (KN/㎡) Pp2
1	-5.650	0.0	250.0	0.000	3.392	0.000	0.000	920.884	0.000	920.884
									h= 1.00 Rt=23.00	
2	-6.650	250.0	0.0	3.392	0.000	10.000	998.902	0.000	1008.902	0.000

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 1.00 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ㅇ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -2.300 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (20.400 + 37.000) x 0.5 x 1.660 x 0.910 x 0.6 = 26.013 KN-m
2. (37.000 + 47.000) x 0.5 x 1.000 x 2.180 x 0.6 = 54.932 KN-m
3. (47.000 + 47.000) x 0.5 x 0.690 x 3.005 x 0.6 = 58.471 KN-m
4. (47.000 + 47.000) x 0.5 x 1.000 x 3.850 x 0.6 = 108.570 KN-m

Total moment (Ma) = 247.986 KN-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (920.884 +*******) x 0.5 x 1.000 x 3.858 x 0.6 = 2233.301 KN-m

Total moment (Mp) = 2233.301 KN-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 2233.301 / 247.986

= 9.006 > 1.20 O.K.

Next Page

II-2. 최 종 굴 착 전 단 계 경 우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산
Ka = Tan^2 (45-@/2)
Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
q : 상재하중 (= 15.0 KN/㎡)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	(2)	Ka (1)	(2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	(2)	계 (KN/㎡) Pa1	Pa2
										h= 0.24 Rt= 7.50
1	-0.500	30.0	30.0	1.000	1.000	2.400	0.000	0.000	2.400	2.400
										h= 0.96 Rt= 7.50
2	-1.460	30.0	19.0	1.000	0.347	12.000	0.000	0.000	12.000	12.000
										h= 0.84 Rt= 9.50
3	-2.300	19.0	19.0	0.347	0.347	20.400	0.000	0.000	20.400	20.400
										h= 0.50 Rt= 9.50
4	-2.800	19.0	19.0	0.347	0.347	25.400	0.000	0.000	25.400	25.400
										h= 1.16 Rt= 9.50
5	-3.960	19.0	29.0	0.347	0.320	37.000	0.000	0.000	37.000	37.000
										h= 1.00 Rt=10.00
6	-4.960	29.0	250.0	0.320	0.295	47.000	0.000	0.000	47.000	47.000
										h= 1.69 Rt=13.00
7	-6.650	250.0	0.0	0.295	0.000	47.000	0.000	0.000	47.000	47.000

* 수 동 토 압 계 산
Kp = Tan^2 (45+@/2)
Pp = Rt*h*Kp + 2*C*SQRT(Kp)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	(2)	Kp (1)	(2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	(2)	계 (KN/㎡) Pp1	Pp2
										h= 1.16 Rt= 9.50
1	-2.800	0.0	19.0	0.000	2.882	0.000	0.000	64.511	0.000	64.511
										h= 1.00 Rt=10.00
2	-3.960	19.0	29.0	2.882	3.124	11.600	96.271	136.941	107.871	148.541
										h= 1.69 Rt=13.00
3	-4.960	29.0	250.0	3.124	3.392	21.600	168.181	992.186	189.781	1013.786
4	-6.650	250.0	0.0	3.392	0.000	38.500	1066.710	0.000	1105.210	0.000

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 3.85 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ㅇ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -0.500 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (2.400 + 12.000) x 0.5 x 0.960 x 0.587 x 0.6 =   2.433 KN-m
2. (12.000 + 20.400) x 0.5 x 0.840 x 1.416 x 0.6 =   11.564 KN-m
3. (20.400 + 25.400) x 0.5 x 0.500 x 2.059 x 0.6 =   14.146 KN-m
4. (25.400 + 37.000) x 0.5 x 1.160 x 2.916 x 0.6 =   63.320 KN-m
5. (37.000 + 47.000) x 0.5 x 1.000 x 3.980 x 0.6 =   100.292 KN-m
6. (47.000 + 47.000) x 0.5 x 1.690 x 5.305 x 0.6 =   252.825 KN-m

Total moment (Ma) =   444.580 KN-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (64.511 +107.871) x 0.5 x 1.160 x 2.929 x 0.6 =   175.685 KN-m
2. (148.541 +189.781) x 0.5 x 1.000 x 3.980 x 0.6 =   403.989 KN-m
3. (******* +*******) x 0.5 x 1.690 x 5.317 x 0.6 = 5712.374 KN-m

Total moment (Mp) = 6292.048 KN-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 6292.048 /   444.580

= 14.153 > 1.20   O.K.

Next Page

III. 각 굴착 단계별 각 절점의 변위,전단력,모멘트및 반력 집계표

(* 여기서 출력되는 값은 1.0m 단위폭당 값임.)

1) 각 절점의 토압 집계표(단위:KN/㎡/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.80	3 -5.65	4 -5.65	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.10	68.89	68.89
	-0.260	0.00	0.00	0.00	68.89	68.89
2	-0.260	0.00	0.00	0.00	68.89	68.89
	-0.500	0.00	0.00	0.00	68.89	68.89
3	-0.500	0.00	0.00	0.00	68.89	68.89
	-1.000	9.62	8.43	7.93	68.89	68.89
4	-1.000	0.00	0.00	0.00	35.10	35.10
	-1.460	19.50	16.05	13.94	39.70	39.70
5	-1.460	0.00	4.60	4.60	19.12	19.12
	-2.300	7.11	13.00	13.00	27.52	27.52
6	-2.300	0.00	13.00	13.00	27.52	27.52
	-2.800	9.66	18.00	18.00	32.52	32.52
7	-2.800	0.00	18.00	18.00	32.52	32.52
	-3.380	12.63	20.96	23.80	38.32	38.32
8	-3.380	0.00	20.96	23.80	38.32	38.32
	-3.960	15.59	23.92	29.60	44.12	44.12
9	-3.960	0.00	24.26	29.60	43.54	43.54
	-4.960	44.71	35.20	39.60	53.54	53.54
10	-4.960	0.00	0.00	39.60	65.39	65.39
	-5.650	0.00	0.00	0.00	2.87	2.87
11	-5.650	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-6.650	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	44.71	35.20	39.60	68.89	68.89

Next Page

2) 각 절점의 변위 집계표(단위:mm/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.80	3 -5.65	4 -5.65	MAX.
1	0.000	0.13	0.19	0.03	0.50	0.50
2	-0.260	0.12	0.24	0.15	0.55	0.55
3	-0.500	0.12	0.29	0.27	0.60	0.60
4	-1.000	0.10	0.39	0.51	0.71	0.71
5	-1.460	0.08	0.46	0.72	0.81	0.81
6	-2.300	0.05	0.55	1.08	1.02	1.08
7	-2.800	0.04	0.57	1.26	1.18	1.26
8	-3.380	0.03	0.54	1.42	1.36	1.42
9	-3.960	0.01	0.47	1.49	1.48	1.49
10	-4.960	0.00	0.29	1.43	1.46	1.46
11	-5.650	-0.02	0.16	1.30	1.31	1.31
12	-6.650	-0.03	-0.04	1.08	1.01	0.00
	MAX.	0.13	0.57	1.49	1.48	1.49

Next Page

3) 각 절점의 전단력 집계표(단위:KN/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.80	3 -5.65	4 -5.65	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-0.260	0.00	0.00	0.01	17.91	17.91
2	-0.260	0.00	0.00	-0.01	-17.92	-17.92
	-0.500	0.00	0.00	0.01	34.46	34.46
3	-0.500	0.00	19.82	-2.33	33.12	33.12
	-1.000	2.41	-17.71	4.31	1.33	-17.71
4	-1.000	-0.65	17.71	-4.31	-1.32	17.71
	-1.460	0.65	-14.02	7.52	18.53	18.53
5	-1.460	-0.49	14.02	-7.52	-18.53	-18.53
	-2.300	0.49	-6.63	14.91	38.12	38.12
6	-2.300	-0.19	6.63	43.95	77.37	77.37
	-2.800	0.19	1.12	-36.20	-62.36	-62.36
7	-2.800	0.06	-0.44	36.20	62.36	62.36
	-3.380	-0.06	10.59	-24.08	-41.81	-41.81
8	-3.380	0.29	-9.17	24.07	41.81	41.81
	-3.960	-0.29	17.15	-8.59	-17.90	-17.90
9	-3.960	0.61	-6.07	8.59	17.90	17.90
	-4.960	-0.61	23.32	26.01	30.64	30.64
10	-4.960	0.49	-4.88	-26.01	-30.64	-30.64
	-5.650	-0.49	4.88	39.67	54.19	54.19
11	-5.650	0.05	0.03	-2.41	-16.83	-16.83
	-6.650	-0.05	-0.03	2.41	17.33	17.33
	MAX.	2.41	23.32	43.95	77.37	77.37

Next Page

4) 각 절점의 모멘트 집계표(단위:KN-m/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.80	3 -5.65	4 -5.65	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.260	0.00	0.00	0.00	2.33	2.33
3	-0.500	0.00	0.00	0.01	8.61	8.61
4	-1.000	0.40	-9.56	1.50	0.66	-9.56
5	-1.460	0.70	-17.14	3.97	5.15	-17.14
6	-2.300	1.11	-26.30	12.90	28.44	28.44
7	-2.800	1.21	-27.78	-7.24	-6.59	-27.78
8	-3.380	1.17	-24.63	-24.88	-36.96	-36.96
9	-3.960	1.00	-16.74	-34.52	-54.44	-54.44
10	-4.960	0.39	-3.34	-26.64	-48.91	-48.91
11	-5.650	0.05	0.03	-2.41	-17.17	-17.17
12	-6.650	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	-1.21	27.78	-34.52	-54.44	-54.44

Next Page

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:KN/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.80	3 -5.65	4 -5.65	MAX.
3	-0.500	0.00	-19.82	2.32	-67.58	-67.58
6	-2.300	0.00	0.00	-58.86	-115.49	-115.49
MAX.		0.00	-19.82	-58.86	-115.49	-115.49

Next Page

IV. 굴착 주변의 지반침하 예측

굴착의 시공계획에 있어서는 굴착에 따른 주변지반의 변형을 추정하고 인접 건물에 대한 영향에 대하여 검토 하여야 하는데, 침하 추정 방법은 무수히 많으며 주장하는 학자에 따라서도 상당한 차이가 있다.
여기서는 Caspe의 방법(1966)에 의하여 다음과 같은 단계로 구하였다.

. 횡방향 벽의 처짐을 구한다.
. 처짐의 체적 Vs를 구한다.(평균단면적법 또는 Simpson의 제1공식 사용)
. 지반침하 영향거리(균열거리) D를 계산한다.
. 벽면에서의 지표면 침하 Sw를 계산한다.
. D로부터 벽까지 Si의 포물선 변화를 가정하여 잔존침하를 계산한다.
. 해체검토시, 콘크리트 벽체 및 슬래브가 시공된 구간은 콘크리트벽체 및 슬래브 시공전 단계까지의 최대변위를 최대값으로 적용한다

1) 토류벽의 횡방향 변위량

절 점 번 호	Elevation (m)	변 위 량 (mm)	절 점 번 호	Elevation (m)	변 위 량 (mm)
1	0.000	0.49775	2	-0.260	0.54953
3	-0.500	0.59826	4	-1.000	0.70579
5	-1.460	0.80794	6	-2.300	1.07596
7	-2.800	1.25975	8	-3.380	1.41811
9	-3.960	1.49416	10	-4.960	1.45898
11	-5.650	1.30689			

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = 0.00703 ㎥/m

3) 굴 착 폭 (B) 및 굴 착 심 도 (Hw)

B = 14.0 m . Hw = 5.7 m

Next Page

4) 굴 착 거 리 (Ht)

평균 내부마찰각 $ = 22.35 도
Hp = 0.5 x B x tan (45 + $/2)
= 0.5 x 14.0 x tan (45 + 22.35 /2) = 10.45 m
Ht = Hp + Hw = 10.45 m + 5.65 m = 16.10 m

5) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan (45 - $/2)
= 16.10 m x tan (45 - 22.35 /2) = 10.79 m

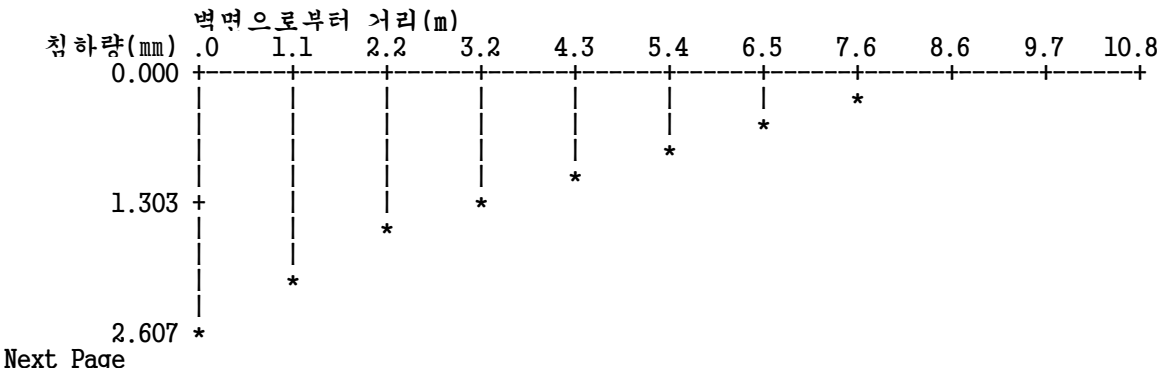
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x 0.00703/ 10.79
= 0.002607 m = 2.607 mm

7) 거리별 침하량 (Si) 및 절점간 침하구배

Si = Sw x ((D - Xi)/D)**2 = 0.261 x ((10.79 - Xi)/ 10.79)**2

절점 NO.	거 리 Xi(m)	침 하 량 Si(mm)	절점간 부등침하 부등침하량	구 배	절점 NO.	거 리 Xi(m)	침 하 량 Si(mm)	절점간 부등침하 부등침하량	구 배
1	0.000	2.60656	0.000	1/ 0	2	1.079	2.11132	0.050	1/2178
3	2.157	1.66820	0.044	1/2434	4	3.236	1.27722	0.039	1/2759
5	4.314	0.93836	0.034	1/3183	6	5.393	0.65164	0.029	1/3762
7	6.472	0.41705	0.023	1/4598	8	7.550	0.23459	0.018	1/5911
9	8.629	0.10426	0.013	1/8276	10	9.707	0.02607	0.008	1/9999
11	10.786	0.00000	0.026	1/9999					



Next Page

V . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod 및 Strut등)의 설 계

V-1 . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod & Strut)의 축력 계산

1) 각 굴착 단계별 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:KN/m/M)

버팀대 번 호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.80	3 -5.65	4 -5.65	MAX.
1	-0.500	0.00	1.98	0.23	6.76	6.76
2	-2.300	0.00	0.00	5.89	11.55	11.55
MAX.		0.00	19.82	58.86	115.49	115.49

Next Page

2) 각 버팀보의 설계축력(T) 계산

i단째의 버팀보 위치에 있어서 설계축력(T)는 다음식으로 구한다.

축 력(T) = 반 력(F) x 버팀보 설치간격 / Cos(설치각도)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 1] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 67.583 x 2.400 / COS(0.0) = 162.198 (KN)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 2] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 115.487 x 2.400 / COS(0.0) = 277.169 (KN)

○ Strut 의 최대축력
NO. 2 : Tmax = 277.169 KN/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계
==========

 1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

    . 최대축력 작용 Strut No. : 2
                    Tmax   = 277.169 (KN)
    . 온도차에 의한 축력   = 120.000 (KN)
    . Strut 의 규 격   :   H-250X250X9X14
    . 탄 성 계 수   (E)   =   0.210E+06 (MPA)
    . 단   면   적   (A)   =   9218.000 (㎟)
    . 단 면 계 수   (Zx)   = 867000.000 (㎣)
    . 단면2차 반경 강축방향(Rx) =   108.000 (mm)
                   약축방향(Ry) =   62.900 (mm)
    . Strut 의 자 중   (Wd)   =   5.000 (KN)

   (1) f(c). f(b) 계 산
    설계축력 (T) =   397.169 (KN)
    설계휨모멘트 = WdxLxL/8 =   5.000x   7.140**2/8.0 =   31.862 (KN.m)
    f(c) = N x 1000 / A =   397.169 x 1000 / 9218.000 =   43.086 (N/㎟)
    f(b) = M x 1000000 / Zx =   31.862 x 1000000 / 867000.000 =   36.750 (N/㎟)

   (2) L1/Rx. L2/Ry. L2/B 계 산
    L1/Rx = 714.000 / 10.800 = 66.111   .   L2/Ry = 400.000 / 6.290 = 63.593
    L2/B = 400.000 / 25.000 = 16.000

   (3) 강 축 방 향 검 토 (Rx)
      0. f(cax). f(cao). f(eax) 계 산
      f(cao) = 1.5 x 140.0 x1.00 = 210.0 (MPA)
      20 < L/R < 93 ;
          f(Cax) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
                 = (210 - 1.3 (66.11- 20)) x 1.00 =   150.056 N/㎟
      허용 Euler 좌굴응력 ;
          f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (66.111 x 66.111) =   411.835 N/㎟
      0. 응 력 검 토
              f(c)   f(b)
       F = --------- + ----------------------------
             f(cax)   f(cao)x[1-f(c)/f(eax)]
         =   43.09/   150.06 +   36.75/   210.00(1.0-   43.09/   411.84)
         =   0.29 +   0.20 =   0.48
      따 라 서 .   F = 0.483 < 1.0   O.K

   (4) 약 축 방 향 검 토 (Ry)
      0. f(cay). f(bax). f(eax) 계 산
      L/B > 4.5   ; f(bax) = (210-3.6x(L/B-4.5))x1.00 = 168.6 (MPA)
      20 < L/R < 93 ;
          f(Cay) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
                 = (210 - 1.3 (63.59- 20)) x 1.00 =   153.329 N/㎟
      허용 Euler 좌굴응력 ;
          f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (63.593 x 63.593) =   445.096 N/㎟
      0. 응 력 검 토
              f(c)   f(b)
       F = --------- + ----------------------------
             f(cay)   f(bax)x[1-f(c)/f(eax)]
         =   43.09/   153.33 +   36.75/   168.60(1.0-   43.09/   445.10)
         =   0.28 +   0.24 =   0.52
      따 라 서 .   F = 0.522 < 1.0   O.K

Next Page

2) 각 단의 STRUT CHECK

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	설계축력 (KN/개소)	f(c) (MPA)	f(b) (MPA)	안 전 율 강축	안 전 율 약축	C H E C K 강축	C H E C K 약축
1	-0.500	H-250X250X9X14@1	162.198	30.614	36.750	0.39	0.43	O.K	O.K
2	-2.300	H-250X250X9X14@1	277.169	43.086	36.750	0.48	0.52	O.K	O.K

Next Page

VI. 엄지말뚝(H-PILE등)의 휨 모멘트와 전단력 검토

VI-1. 엄지말뚝(H-Pile등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) = 210000.00 (MPA)
* 단 면 적 (A) = 17320.000 (㎟)
* 단 면 2 차 모 멘 트(IX) = 324000000.0 (mm^4)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800000.00 (㎣)
* 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 75.600 (mm)
약축방향(Ry) = 28.500 (mm)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중 = 0.000 (KN)
* 엄지말뚝의 설 치 간 격 = 0.60 (m)

1) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(1) f(c), f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 54.445 x 0.600 = 32.667 (KN-m) [at Nodal point No. 9 : Step 4]
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 17320.000 = 0.000 (N/㎟)
f(b) = M x 1000000 / Zx = 32.667 x 1000000 / 1800000.000 = 18.148 (N/㎟)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계 산
L/B = 435.000 / 60.000 = 7.250 . L/Rx = 435.000 / 7.560 = 57.540

소 요 단 면 계 수 Zx = Max. M / f(BA)
= 32.667 x 1.0E+6 / 270.0
= 120988.188 (㎣)

강널말뚝간의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 할증하여야 한다. 따라서.

소 요 단 면 계 수 Zx = 120988.2 / 0.6 = 201647.0

따 라 서 . 201.647 < 1800.000 O.K

2) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 77.370 x 0.600 = 46.422 (KN)

전 단 강 도 = Smax / Aw
= 46.422 x 1000 / 17320.000
= 2.680 (N/㎟)

따 라 서 . 2.680 < 150.000 O.K

Next Page

VII. 띠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

1) 최대축력 작용지점의 WALE CHECK . 띠장의 종류 : 연 속 보
. 최대축력 버팀보 NO. = 2 . . Wale 의 규 격 = H-250X250X9X14
. 상 부 거 리 (X1) = 0.000 (mm) . . 하 부 거 리 (X2) = 0.000 (mm)
. 단 면 적 (A) = 9218.000 (㎟) . . 단 면 계 수 (Zx) = 867000.000 (㎣)
. 단 면 2 차 반 경 Rx = 108.000 (mm) . Ry = 62.900 (mm)

(1) 작 용 하 중 (Pmax) 및 축 력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
버팀보에 작용하는 최대축력 = 277.169 KN/ea
작용하중 = T x COS(@) / L = 277.169 x COS(0.00) / 2.400 = 115.487 KN/m
축력계산 = P x L1 - P x Tan($) x L2
= 115.487 x 0.000 - 115.487 x 0.000 x 0.000 = 0.000 (KN)

(2) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c), f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 115.487 x 2.400 x 2.400 / 10.000 = 66.520 KN-m
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 9218.000 = 0.000 (N/㎟)
f(b) = M x 100000 / Zx = 66.520 x 1000000 / 867000.000 = 76.725 (N/㎟)

(나) L1/Rx, L2/Ry, L2/B 계 산
L1/Rx = 240.000 / 10.800 = 22.222 . L2/Ry = 240.000 / 6.290 = 38.156
L2/B = 240.000 / 25.000 = 9.600

(다) 강 축 방 향 검 토 (수 평 방 향 , Rx)
0. f(cax), f(cao), f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(cao) = (210 - 3.6 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 191.6 (N/㎟)
20 < L/R < 93 ;
f(Cax) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
= (210 - 1.3 (22.22- 20)) x 1.00 = 207.111 N/㎟
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (22.222 x 22.222) = 3645.000 N/㎟
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 0.00/ 207.11 + 76.72/ 191.64(1.0- 0.00/ 3645.00)
= 0.00 + 0.40 = 0.40
따 라 서 . F = 0.400 < 1.0 O.K

(라) 약 축 방 향 검 토 (수 직 방 향 , Ry)
0. f(cay), f(bax), f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(bax) = (210 - 3.6 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 191.6 (N/㎟)
20 < L/R < 93 ;
f(Cay) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
= (210 - 1.3 (38.16- 20)) x 1.00 = 186.397 N/㎟
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (38.156 x 38.156) = 1236.378 N/㎟
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cay)} + \frac{f(b)}{f(bax)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 0.00/ 186.40 + 76.72/ 191.64(1.0- 0.00/ 1236.38)
= 0.00 + 0.40 = 0.40
따 라 서 . F = 0.400 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 115.487 x 2.400 x (6.00/ 10.00) = 166.301 (KN)
Aw = T1 x (H - T2 x 2) x 0.01
= 90.0 x 2220.0 x 0.01 = 1998.000 (㎟)
전 단 강 도 = Max. S / Aw = 166.301 x 1000 /1998.000 = 83.234 (N/㎟)

따 라 서 . 83.234 N/㎟ < 120.000 N/㎟ O.K.

2) 각 단 띠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	작용하중 (KN/m)	단 면 력 M(KN-m)	N(KN)	전단강도 S(KN)	(N/㎟)	휨안전율 강축	약축
1	-0.50	H-250X250X9X14@1	67.58	38.93	0.00	97.32	48.71	0.23	0.23
2	-2.30	H-250X250X9X14@1	115.49	66.52	0.00	166.30	83.23	0.40	0.40

THE END

3.3.2 A1 버팀보 사보강

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

I. 설 계 조 건

I-1. 지 반 자 료

1) 각 토층의 토질정수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	단위중량 (KN/㎥)	N	점착력 (KN/㎡)	전단 저항각(DO)	토질 형태	지반반력계수 (KN/㎥)	마찰저항 (N/㎟)
1	0.000	-1.460	17.50	6	30.000	0.00	CLAY	14302.352	0.00
2	-1.460	-3.960	19.50	30	19.000	29.00	WEA.SOIL	27490.918	0.00
3	-3.960	-4.960	20.00	50	29.000	31.00	WEA.ROCK	33826.715	0.00
4	-4.960	-10.000	23.00	50	250.000	33.00	SOFTROCK	33826.715	0.00

2) 각 토층의 토압계수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	RANKINE식 Ka	RANKINE식 Kp	COULOMB식 Ka	COULOMB식 Kp	CAQUOT & KERISEL Ka	CAQUOT & KERISEL Kp	정지토압 Ko
1	0.000	-1.460	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	-1.460	-3.960	0.347	2.882	0.309	5.600	0.347	4.607	0.515
3	-3.960	-4.960	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
4	-4.960	-10.000	0.295	3.392	0.264	8.084	0.295	6.099	0.455

I-2. 상 재 하 중

NO	X-NEAR (m)	X-FAR (m)	EL. (m)	LOAD (KN/㎡)
1	0.000	20.000	0.000	15.000

I-3. 지하수위(토류벽 근입장 계산시 사용)

* 지하수위 고려하는 시점 EL. = -0.260 (m)
* 지하수위 고려하는 종점 EL. = -4.960 (m)
* 물의 단위중량 = 10.000 (KN/㎥)

I-4. 최종 굴착바닥의 위치및 굴착단계별 위치

* 최종 굴착바닥 EL. = -5.650 (m)
* 엄지말뚝 근입깊이 = 1.000 (m)
* 총 굴착 단계의 수 = 4
* 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.000 -2.800 -5.650 -5.650

Next Page

I-5. 엄지말뚝(H-PILE, SLURRY WALL등의 수직토류벽) 의 제원

1) 사용 엄지말뚝(H-Pile ,SLURRY WALL등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) = 210000. (MPA)
* 단 면 적 (A) = 17320.0 (㎟)
* 단 면 2 차 모 멘 트(Ix) = 324000000.0 (㎜⁴)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800000.0 (㎣)
* 단 면 2 차 반 경 강축방향(Rx) = 75.600 (㎜)
약축방향(Ry) = 28.500 (㎜)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중(N) = 0.000 (KN)
* 엄 지 말 뚝 설 치 간 격 = 0.60 (m)

I-6. 버팀보(E/A, Tierod, Nail & Strut) 및 Wale의 Type

ㅇ. S T R U T T Y P E

NO	T Y P E	탄성계수(E) (MPA)	단면적(A) (㎟)	단면2차반경(㎜) Rx	Ry	단 면 계 수 Zx(㎣)
1	H-250X250X9X14	210000.	9218.000	108.000	62.900	867000.00

ㅇ. W A L E T Y P E

NO	T Y P E	단 면 적(A) (㎟)	단면2차반경(㎜) Rx	Ry	단 면 계 수(Z) (㎣)
1	H-250X250X9X14	9218.000	108.000	62.900	867000.00

Next Page

I-7. 각 단에 설치한 버팀보(E/A, Tierod, Nail & Strut) 및 Wale의 제원

NO	EL. (m)	버팀보 형식	설치각 (DO)	자유및정착장 강축	자유및정착장 약축	설치간격 (m)	Cable Spring수 (ea)	S/Type (KN/㎡)	W A L E 한계압력	W A L E Type	W A L E 설치수
1	-0.500	Strut	52.5	4.67	3.50	2.20	1	114700.0	1	1	1
2	-2.300	Strut	52.5	4.67	3.50	2.20	1	114700.0	1	1	1

Next Page

I-8. 가 설 구 조 물

1) 적 용 설 계 방 법

가설 구조물의 설계는 허용응력 설계법을 적용하며, 가설구조물은 공사 목적물을 만들기 위한 가설비(본체 구조물 일부로 사용되는 경우도 있음)로서 설치되므로 다음 규정에 따라 할증된 허용응력을 채택한다.

2) 강 재 의 허 용 응 력 도 (SS-400,SS-490)

종 류	허 용 응 력 도 (MPA)	
1. 축방향 인장	140 x 1.5 = 210	
2. 축방향 압축 L(Cm):유효 좌굴장 R(Cm):단면 2차반경	L/R <= 20	140 x 1.5 = 210
	20<L/R<93	210 - 1.3 (L/R - 20)
	93 <= L/R	$\frac{1.800.000}{6.700 + (L/R)^2}$
3. 휨 응 력 B:압축Flange폭 L:Flange 고정 점간거리	인 장	140 x 1.5 = 210
	압 축 L/B<=4.5	140 x 1.5 = 210
	4.5<L/B<=30	210-3.6(L/B-4.5)
4. 전단응력	80 x 1.5 = 120	
5. 용접강도	공 장 : 모재의 100% 현 장 : 모재의 90%	

(도로교설계기준, 2000)

3) 강 재 의 허 용 응 력 도 보 정

제2항에서 규정한 강재의 허용응력도는 신규강재의 단기하중에 대한 값으로서 실제 시공시에 반복 재사용과 장기사용등을 고려할 때에는 보정계수를 고려하여야 하는데 다음과 같은 값을 적용한다.

강재의 허용응력도 보정계수 = 1.00

Next Page

II. 토 류 벽 의 근 입 심 도 검 토

토류벽의 근입길이는 다음 조건에 대하여 검토하여 결정한다.
- 근입부에 작용하는 주동토압과 수동토압에 대한 안정
- 연약한 점성토 지반에서의 Heaving 현상에 대한 안정
- 지수토류벽등을 사용하는 경우로 모래지반에서의 Boiling 현상에 대한 안정

또한,토류벽의 근입심도 검토는 최종굴착의 경우와 최종굴착 전단계 경우에 한하여 실시하며,수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

II-1. 최 종 굴 착 경우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산
  Ka = Tan² (45-@/2)
  Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
  q : 상재하중 (= 15.0 KN/㎡)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	C(KN/㎡) (2)	Ka (1)	Ka (2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	토 압(KN/㎡) (2)	계 (KN/㎡) Pa1	계 (KN/㎡) Pa2
									h= 0.84 Rt= 9.50	
1	-2.300	19.0	19.0	0.347	0.347	20.400	0.000	0.000	20.400	20.400
									h= 1.66 Rt= 9.50	
2	-3.960	19.0	29.0	0.347	0.320	37.000	0.000	0.000	37.000	37.000
									h= 1.00 Rt=10.00	
3	-4.960	29.0	250.0	0.320	0.295	47.000	0.000	0.000	47.000	47.000
									h= 0.69 Rt=23.00	
4	-5.650	250.0	250.0	0.295	0.295	47.000	0.000	0.000	47.000	47.000
									h= 1.00 Rt=23.00	
5	-6.650	250.0	0.0	0.295	0.000	47.000	0.000	0.000	47.000	47.000

* 수 동 토 압 계 산
  Kp = Tan² (45+@/2)
  Pp = Rt*h*Kp + 2*C*SQRT(Kp)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	C(KN/㎡) (2)	Kp (1)	Kp (2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	토 압(KN/㎡) (2)	계 (KN/㎡) Pp1	계 (KN/㎡) Pp2
1	-5.650	0.0	250.0	0.000	3.392	0.000	0.000	920.884	0.000	920.884
									h= 1.00 Rt=23.00	
2	-6.650	250.0	0.0	3.392	0.000	10.000	998.902	0.000	1008.902	0.000

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 1.00 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ㅇ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -2.300 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (20.400 + 37.000) x 0.5 x 1.660 x 0.910 x 0.6 = 26.013 KN-m
2. (37.000 + 47.000) x 0.5 x 1.000 x 2.180 x 0.6 = 54.932 KN-m
3. (47.000 + 47.000) x 0.5 x 0.690 x 3.005 x 0.6 = 58.471 KN-m
4. (47.000 + 47.000) x 0.5 x 1.000 x 3.850 x 0.6 = 108.570 KN-m

Total moment (Ma) = 247.986 KN-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (920.884 +*******) x 0.5 x 1.000 x 3.858 x 0.6 = 2233.301 KN-m

Total moment (Mp) = 2233.301 KN-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 2233.301 / 247.986

= 9.006 > 1.20 O.K.

Next Page

II-2. 최 종 굴 착 전 단 계 경 우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산
Ka = Tan^2 (45-@/2)
Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
q : 상재하중 (= 15.0 KN/㎡)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	(2)	Ka (1)	(2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	(2)	계 (KN/㎡) Pa1	Pa2
										h= 0.24 Rt= 7.50
1	-0.500	30.0	30.0	1.000	1.000	2.400	0.000	0.000	2.400	2.400
										h= 0.96 Rt= 7.50
2	-1.460	30.0	19.0	1.000	0.347	12.000	0.000	0.000	12.000	12.000
										h= 0.84 Rt= 9.50
3	-2.300	19.0	19.0	0.347	0.347	20.400	0.000	0.000	20.400	20.400
										h= 0.50 Rt= 9.50
4	-2.800	19.0	19.0	0.347	0.347	25.400	0.000	0.000	25.400	25.400
										h= 1.16 Rt= 9.50
5	-3.960	19.0	29.0	0.347	0.320	37.000	0.000	0.000	37.000	37.000
										h= 1.00 Rt=10.00
6	-4.960	29.0	250.0	0.320	0.295	47.000	0.000	0.000	47.000	47.000
										h= 1.69 Rt=13.00
7	-6.650	250.0	0.0	0.295	0.000	47.000	0.000	0.000	47.000	47.000

* 수 동 토 압 계 산
Kp = Tan^2 (45+@/2)
Pp = Rt*h*Kp + 2*C*SQRT(Kp)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	(2)	Kp (1)	(2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	(2)	계 (KN/㎡) Pp1	Pp2
										h= 1.16 Rt= 9.50
1	-2.800	0.0	19.0	0.000	2.882	0.000	0.000	64.511	0.000	64.511
										h= 1.00 Rt=10.00
2	-3.960	19.0	29.0	2.882	3.124	11.600	96.271	136.941	107.871	148.541
										h= 1.69 Rt=13.00
3	-4.960	29.0	250.0	3.124	3.392	21.600	168.181	992.186	189.781	1013.786
4	-6.650	250.0	0.0	3.392	0.000	38.500	1066.710	0.000	1105.210	0.000

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 3.85 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ㅇ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -0.500 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (2.400 + 12.000) x 0.5 x 0.960 x 0.587 x 0.6 =   2.433 KN-m
2. (12.000 + 20.400) x 0.5 x 0.840 x 1.416 x 0.6 =   11.564 KN-m
3. (20.400 + 25.400) x 0.5 x 0.500 x 2.059 x 0.6 =   14.146 KN-m
4. (25.400 + 37.000) x 0.5 x 1.160 x 2.916 x 0.6 =   63.320 KN-m
5. (37.000 + 47.000) x 0.5 x 1.000 x 3.980 x 0.6 =   100.292 KN-m
6. (47.000 + 47.000) x 0.5 x 1.690 x 5.305 x 0.6 =   252.825 KN-m

Total moment (Ma) =   444.580 KN-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (64.511 +107.871) x 0.5 x 1.160 x 2.929 x 0.6 =   175.685 KN-m
2. (148.541 +189.781) x 0.5 x 1.000 x 3.980 x 0.6 =   403.989 KN-m
3. (******* +*******) x 0.5 x 1.690 x 5.317 x 0.6 = 5712.374 KN-m

Total moment (Mp) = 6292.048 KN-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 6292.048 /   444.580

= 14.153 > 1.20   O.K.

Next Page

III. 각 굴착 단계별 각 절점의 변위,전단력,모멘트및 반력 집계표

(* 여기서 출력되는 값은 1.0m 단위폭당 값임.)

1) 각 절점의 토압 집계표(단위:KN/㎡/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.80	3 -5.65	4 -5.65	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.12	68.89	68.89
	-0.260	0.00	0.00	0.00	68.89	68.89
2	-0.260	0.00	0.00	0.00	68.89	68.89
	-0.500	0.00	0.00	0.00	68.89	68.89
3	-0.500	0.00	0.00	0.00	68.89	68.89
	-1.000	9.62	8.44	7.95	68.89	68.89
4	-1.000	0.00	0.00	0.00	35.10	35.10
	-1.460	19.50	16.06	13.99	39.70	39.70
5	-1.460	0.00	4.60	4.60	19.12	19.12
	-2.300	7.11	13.00	13.00	27.52	27.52
6	-2.300	0.00	13.00	13.00	27.52	27.52
	-2.800	9.66	18.00	18.00	32.52	32.52
7	-2.800	0.00	18.00	18.00	32.52	32.52
	-3.380	12.63	20.96	23.80	38.32	38.32
8	-3.380	0.00	20.96	23.80	38.32	38.32
	-3.960	15.59	23.92	29.60	44.12	44.12
9	-3.960	0.00	24.26	29.60	43.54	43.54
	-4.960	44.71	35.20	39.60	53.54	53.54
10	-4.960	0.00	0.00	39.60	65.39	65.39
	-5.650	0.00	0.00	0.00	2.87	2.87
11	-5.650	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-6.650	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	44.71	35.20	39.60	68.89	68.89

Next Page

2) 각 절점의 변위 집계표(단위:mm/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.80	3 -5.65	4 -5.65	MAX.
1	0.000	0.13	0.19	0.03	0.49	0.49
2	-0.260	0.12	0.24	0.15	0.54	0.54
3	-0.500	0.12	0.29	0.27	0.59	0.59
4	-1.000	0.10	0.38	0.51	0.69	0.69
5	-1.460	0.08	0.46	0.72	0.80	0.80
6	-2.300	0.05	0.55	1.07	1.01	1.07
7	-2.800	0.04	0.57	1.25	1.17	1.25
8	-3.380	0.03	0.54	1.41	1.35	1.41
9	-3.960	0.01	0.47	1.49	1.47	1.49
10	-4.960	0.00	0.29	1.43	1.45	1.45
11	-5.650	-0.02	0.16	1.30	1.30	1.30
12	-6.650	-0.03	-0.04	1.08	1.01	0.00
	MAX.	0.13	0.57	1.49	1.47	1.49

Next Page

3) 각 절점의 전단력 집계표(단위:KN/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.80	3 -5.65	4 -5.65	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-0.260	0.00	0.00	0.02	17.91	17.91
2	-0.260	0.00	0.00	-0.01	-17.91	-17.91
	-0.500	0.00	0.00	0.01	34.45	34.45
3	-0.500	0.00	19.83	-2.50	32.91	32.91
	-1.000	2.41	-17.72	4.49	1.54	-17.72
4	-1.000	-0.65	17.72	-4.49	-1.54	17.72
	-1.460	0.65	-14.03	7.70	18.74	18.74
5	-1.460	-0.49	14.03	-7.70	-18.74	-18.74
	-2.300	0.49	-6.63	15.10	38.33	38.33
6	-2.300	-0.19	6.63	44.04	77.48	77.48
	-2.800	0.19	1.12	-36.29	-62.47	-62.47
7	-2.800	0.06	-0.44	36.29	62.47	62.47
	-3.380	-0.06	10.58	-24.17	-41.93	-41.93
8	-3.380	0.29	-9.17	24.17	41.93	41.93
	-3.960	-0.29	17.15	-8.69	-18.02	-18.02
9	-3.960	0.61	-6.08	8.69	18.02	18.02
	-4.960	-0.61	23.33	25.91	30.52	30.52
10	-4.960	0.49	-4.89	-25.91	-30.52	-30.52
	-5.650	-0.49	4.89	39.58	54.07	54.07
11	-5.650	0.05	0.03	-2.40	-16.83	-16.83
	-6.650	-0.05	-0.03	2.40	17.33	17.33
	MAX.	2.41	23.33	44.04	77.48	77.48

Next Page

4) 각 절점의 모멘트 집계표(단위:KN-m/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.80	3 -5.65	4 -5.65	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.260	0.00	0.00	0.00	2.33	2.33
3	-0.500	0.00	0.00	0.01	8.61	8.61
4	-1.000	0.40	-9.56	1.59	0.77	-9.56
5	-1.460	0.70	-17.15	4.14	5.35	-17.15
6	-2.300	1.11	-26.32	13.23	28.83	28.83
7	-2.800	1.21	-27.80	-6.96	-6.26	-27.80
8	-3.380	1.17	-24.65	-24.66	-36.70	-36.70
9	-3.960	1.00	-16.76	-34.35	-54.25	-54.25
10	-4.960	0.39	-3.34	-26.57	-48.83	-48.83
11	-5.650	0.05	0.03	-2.40	-17.16	-17.16
12	-6.650	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	-1.21	27.80	-34.35	-54.25	-54.25

Next Page

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:KN/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.80	3 -5.65	4 -5.65	MAX.
3	-0.500	0.00	-19.83	2.49	-67.37	-67.37
6	-2.300	0.00	0.00	-59.14	-115.82	-115.82
MAX.		0.00	-19.83	-59.14	-115.82	-115.82

Next Page

IV. 굴착 주변의 지반침하 예측

굴착의 시공계획에 있어서는 굴착에 따른 주변지반의 변형을 추정하고 인접 건물에 대한 영향에 대하여 검토 하여야 하는데, 침하 추정 방법은 무수히 많으며 주장하는 학자에 따라서도 상당한 차이가 있다.
여기서는 Caspe의 방법(1966)에 의하여 다음과 같은 단계로 구하였다.

. 횡방향 벽의 처짐을 구한다.
. 처짐의 체적 Vs를 구한다.(평균단면적법 또는 Simpson의 제1공식 사용)
. 지반침하 영향거리(균열거리) D를 계산한다.
. 벽면에서의 지표면 침하 Sw를 계산한다.
. D로부터 벽까지 Si의 포물선 변화를 가정하여 잔존침하를 계산한다.
. 해체검토시, 콘크리트 벽체 및 슬래브가 시공된 구간은 콘크리트벽체 및 슬래브 시공전 단계까지의 최대변위를 최대값으로 적용한다

1) 토류벽의 횡방향 변위량

절 점 번 호	Elevation (m)	변 위 량 (mm)	절 점 번 호	Elevation (m)	변 위 량 (mm)
1	0.000	0.48758	2	-0.260	0.53896
3	-0.500	0.58732	4	-1.000	0.69411
5	-1.460	0.79569	6	-2.300	1.06928
7	-2.800	1.25293	8	-3.380	1.41155
9	-3.960	1.48822	10	-4.960	1.45252
11	-5.650	1.30298			

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = 0.00698 ㎥/m

3) 굴 착 폭 (B) 및 굴 착 심 도 (Hw)

B = 14.0 m . Hw = 5.7 m

Next Page

4) 굴 착 거 리 (Ht)

평균 내부마찰각 $ = 22.35 도
Hp = 0.5 x B x tan (45 + $/2)
= 0.5 x 14.0 x tan (45 + 22.35 /2) = 10.45 m
Ht = Hp + Hw = 10.45 m + 5.65 m = 16.10 m

5) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan (45 - $/2)
= 16.10 m x tan (45 - 22.35 /2) = 10.79 m

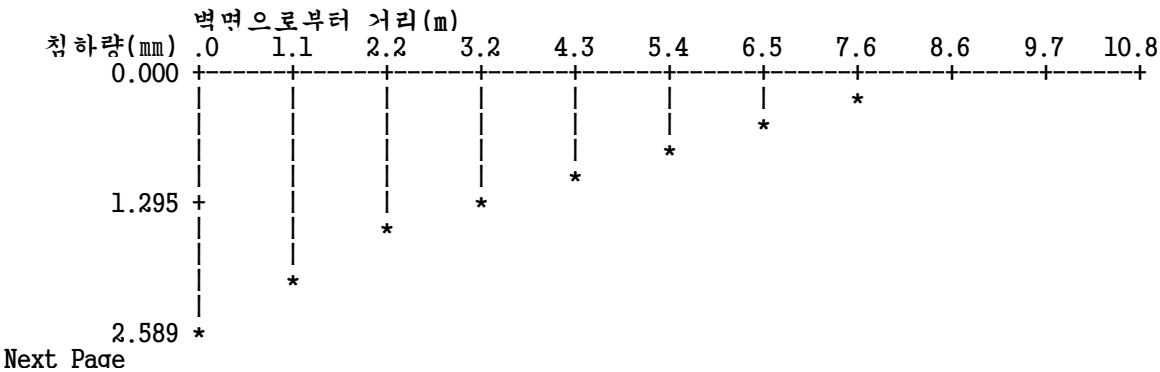
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x 0.00698/ 10.79
= 0.002589 m = 2.589 mm

7) 거리별 침하량 (Si) 및 절점간 침하구배

Si = Sw x ((D - Xi)/D)**2 = 0.259 x ((10.79 - Xi)/ 10.79)**2

절점 NO.	거 리 Xi(m)	침 하 량 Si(mm)	절점간 부등침하 부등침하량	구 배	절점 NO.	거 리 Xi(m)	침 하 량 Si(mm)	절점간 부등침하 부등침하량	구 배
1	0.000	2.58913	0.000	1/ 0	2	1.079	2.09720	0.049	1/2193
3	2.157	1.65704	0.044	1/2451	4	3.236	1.26867	0.039	1/2777
5	4.314	0.93209	0.034	1/3205	6	5.393	0.64728	0.028	1/3787
7	6.472	0.41426	0.023	1/4629	8	7.550	0.23302	0.018	1/5951
9	8.629	0.10357	0.013	1/8332	10	9.707	0.02589	0.008	1/9999
11	10.786	0.00000	0.026	1/9999					



Next Page

V . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod 및 Strut등)의 설 계

V-1 . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod & Strut)의 축력 계산

1) 각 굴착 단계별 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:KN/m/M)

버팀대 번 호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.80	3 -5.65	4 -5.65	MAX.
1	-0.500	0.00	1.98	0.25	6.74	6.74
2	-2.300	0.00	0.00	5.91	11.58	11.58
MAX.		0.00	19.83	59.14	115.82	115.82

Next Page

2) 각 버팀보의 설계축력(T) 계산

i단째의 버팀보 위치에 있어서 설계축력(T)는 다음식으로 구한다.

축 력(T) = 반 력(F) x 버팀보 설치간격 / Cos(설치각도)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 1] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 67.366 x 2.200 / COS(52.5) = 243.452 (KN)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 2] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 115.817 x 2.200 / COS(52.5) = 418.551 (KN)

○ Strut 의 최대축력
NO. 2 : Tmax = 418.551 KN/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계
==========

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 2
Tmax = 418.551 (KN)
. 온도차에 의한 축력 = 120.000 (KN)
. Strut 의 규 격 : H-250X250X9X14
. 탄 성 계 수 (E) = 0.210E+06 (MPA)
. 단 면 적 (A) = 9218.000 (㎟)
. 단 면 계 수 (Zx) = 867000.000 (㎟)
. 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 108.000 (mm)
약축방향(Ry) = 62.900 (mm)
. Strut 의 자 중 (Wd) = 5.000 (KN)

(1) f(c). f(b) 계 산
설계축력 (T) = 538.551 (KN)
설계휨모멘트 = WdxLxL/8 = 5.000x 4.670**2/8.0 = 13.631 (KN.m)
f(c) = N x 1000 / A = 538.551 x 1000 / 9218.000 = 58.424 (N/㎟)
f(b) = M x 1000000 / Zx = 13.631 x 1000000 / 867000.000 = 15.722 (N/㎟)

(2) L1/Rx. L2/Ry. L2/B 계 산
L1/Rx = 467.000 / 10.800 = 43.241 . L2/Ry = 350.000 / 6.290 = 55.644
L2/B = 350.000 / 25.000 = 14.000

(3) 강 축 방 향 검 토 (Rx)
0. f(cax). f(cao). f(eax) 계 산
f(cao) = 1.5 x 140.0 x1.00 = 210.0 (MPA)
20 < L/R < 93 ;
f(Cax) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
= (210 - 1.3 (43.24- 20)) x 1.00 = 179.787 N/㎟
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (43.241 x 43.241) = 962.690 N/㎟
0. 응 력 검 토
f(c) f(b)
F = --------- + ----------------------------
f(cax) f(cao)x[1-f(c)/f(eax)]
= 58.42/ 179.79 + 15.72/ 210.00(1.0- 58.42/ 962.69)
= 0.32 + 0.08 = 0.40
따 라 서 . F = 0.405 < 1.0 O.K

(4) 약 축 방 향 검 토 (Ry)
0. f(cay). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ; f(bax) = (210-3.6x(L/B-4.5))x1.00 = 175.8 (MPA)
20 < L/R < 93 ;
f(Cay) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
= (210 - 1.3 (55.64- 20)) x 1.00 = 163.663 N/㎟
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (55.644 x 55.644) = 581.350 N/㎟
0. 응 력 검 토
f(c) f(b)
F = --------- + ----------------------------
f(cay) f(bax)x[1-f(c)/f(eax)]
= 58.42/ 163.66 + 15.72/ 175.80(1.0- 58.42/ 581.35)
= 0.36 + 0.10 = 0.46
따 라 서 . F = 0.456 < 1.0 O.K

Next Page

2) 각 단의 STRUT CHECK

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	설계축력 (KN/개소)	f(c) (MPA)	f(b) (MPA)	안 전 율 강축	안 전 율 약축	C H E C K 강축	C H E C K 약축
1	-0.500	H-250X250X9X14@1	243.452	39.428	15.722	0.30	0.34	O.K	O.K
2	-2.300	H-250X250X9X14@1	418.551	58.424	15.722	0.40	0.46	O.K	O.K

Next Page

VI. 엄지말뚝(H-PILE등)의 휨 모멘트와 전단력 검토

VI-1. 엄지말뚝(H-Pile등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) = 210000.00 (MPA)
* 단 면 적 (A) = 17320.000 (㎟)
* 단 면 2 차 모 멘 트(IX) = 324000000.0 (mm^4)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800000.00 (㎣)
* 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 75.600 (mm)
약축방향(Ry) = 28.500 (mm)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중 = 0.000 (KN)
* 엄지말뚝의 설 치 간 격 = 0.60 (m)

1) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(1) f(c), f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 54.248 x 0.600 = 32.549 (KN-m) [at Nodal point No. 9 : Step 4]
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 17320.000 = 0.000 (N/㎟)
f(b) = M x 1000000 / Zx = 32.549 x 1000000 / 1800000.000 = 18.083 (N/㎟)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계 산
L/B = 435.000 / 60.000 = 7.250 . L/Rx = 435.000 / 7.560 = 57.540

소 요 단 면 계 수 Zx = Max. M / f(BA)
= 32.549 x 1.0E+6 / 270.0
= 120551.203 (㎣)

강널말뚝간의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 할증하여야 한다. 따라서.

소 요 단 면 계 수 Zx = 120551.2 / 0.6 = 200918.7

따 라 서 . 200.919 < 1800.000 O.K

2) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 77.485 x 0.600 = 46.491 (KN)

전 단 강 도 = Smax / Aw
= 46.491 x 1000 / 17320.000
= 2.684 (N/㎟)

따 라 서 . 2.684 < 150.000 O.K

Next Page

VII. 띠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

1) 최대축력 작용지점의 WALE CHECK . 띠장의 종류 : 연 속 보
. 최대축력 버팀보 NO. = 2 . . Wale 의 규 격 = H-250X250X9X14
. 상 부 거 리 (X1) = 0.000 (mm) . . 하 부 거 리 (X2) = 0.000 (mm)
. 단 면 적 (A) = 9218.000 (㎟) . . 단 면 계 수 (Zx) = 867000.000 (㎣)
. 단 면 2 차 반 경 Rx = 108.000 (mm) . Ry = 62.900 (mm)

(1) 작 용 하 중 (Pmax) 및 축 력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
버팀보에 작용하는 최대축력 = 418.551 KN/ea
작용하중 = T x COS(@) / L = 418.551 x COS(52.50) / 2.200 = 115.817 KN/m
축력계산 = P x L1 - P x Tan($) x L2
= 115.817 x 3.150 - 115.817 x 0.000 x 0.000 = 364.824 (KN)

(2) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c), f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 115.817 x 2.200 x 2.200 / 10.000 = 56.056 KN-m
f(c) = N x 1000 / A = 364.824 x 1000 / 9218.000 = 3.958 (N/㎟)
f(b) = M x 100000 / Zx = 56.056 x 1000000 / 867000.000 = 64.655 (N/㎟)

(나) L1/Rx, L2/Ry, L2/B 계 산
L1/Rx = 220.000 / 10.800 = 20.370 . L2/Ry = 220.000 / 6.290 = 34.976
L2/B = 220.000 / 25.000 = 8.800

(다) 강 축 방 향 검 토 (수 평 방 향 , Rx)
0. f(cax), f(cao), f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(cao) = (210 - 3.6 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 194.5 (N/㎟)
20 < L/R < 93 ;
f(Cax) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
= (210 - 1.3 (20.37- 20)) x 1.00 = 209.519 N/㎟
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (20.370 x 20.370) = 4337.851 N/㎟
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 39.58/ 209.52 + 64.65/ 194.52(1.0- 39.58/ 4337.85)
= 0.19 + 0.34 = 0.52
따 라 서 . F = 0.524 < 1.0 O.K

(라) 약 축 방 향 검 토 (수 직 방 향 , Ry)
0. f(cay), f(bax), f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(bax) = (210 - 3.6 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 194.5 (N/㎟)
20 < L/R < 93 ;
f(Cay) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
= (210 - 1.3 (34.98- 20)) x 1.00 = 190.531 N/㎟
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (34.976 x 34.976) = 1471.392 N/㎟
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cay)} + \frac{f(b)}{f(bax)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 39.58/ 190.53 + 64.65/ 194.52(1.0- 39.58/ 1471.39)
= 0.21 + 0.34 = 0.55
따 라 서 . F = 0.549 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 115.817 x 2.200 x (6.00/ 10.00) = 152.879 (KN)
Aw = T1 x (H - T2 x 2) x 0.01
= 90.0 x 2220.0 x 0.01 = 1998.000 (㎟)
전 단 강 도 = Max. S / Aw = 152.879 x 1000 /1998.000 = 76.516 (N/㎟)

따 라 서 . 76.516 N/㎟ < 120.000 N/㎟ O.K.

2) 각 단 띠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	작용하중 (KN/m)	단 면 력 M(KN-m)	N(KN)	전단강도 S(KN)	(N/㎟)	휨안전율 강축	약축
1	-0.50	H-250X250X9X14@1	67.37	32.60	212.20	88.92	44.51	0.30	0.32
2	-2.30	H-250X250X9X14@1	115.82	56.06	364.82	152.88	76.52	0.52	0.55

THE END

3.3.3 A2 버팀보

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

I. 설 계 조 건

I-1. 지 반 자 료

1) 각 토층의 토질정수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	단위중량 (KN/㎥)	N	점착력 (KN/㎡)	전단 저항각(DO)	토질 형태	지반반력계수 (KN/㎥)	마찰저항 (N/㎟)
1	0.000	-3.140	18.00	5	0.000	26.00	FILL	13281.890	0.00
2	-3.140	-3.740	19.00	7	0.000	32.00	GRAVEL	15226.070	0.00
3	-3.740	-5.140	19.50	50	19.000	29.00	WEA.SOIL	33826.715	0.00
4	-5.140	-5.440	20.00	50	29.000	31.00	WEA.ROCK	33826.715	0.00
5	-5.440	-15.000	23.00	50	250.000	33.00	SOFTROCK	33826.715	0.00

2) 각 토층의 토압계수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	RANKINE식 Ka	RANKINE식 Kp	COULOMB식 Ka	COULOMB식 Kp	CAQUOT & KERISEL Ka	CAQUOT & KERISEL Kp	정지토압 Ko
1	0.000	-3.140	0.390	2.561	0.347	4.399	0.390	3.792	0.562
2	-3.140	-3.740	0.307	3.255	0.275	7.333	0.307	5.672	0.470
3	-3.740	-5.140	0.347	2.882	0.309	5.600	0.347	4.607	0.515
4	-5.140	-5.440	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
5	-5.440	-15.000	0.295	3.392	0.264	8.084	0.295	6.099	0.455

I-2. 상 재 하 중

NO	X-NEAR (m)	X-FAR (m)	EL. (m)	LOAD (KN/㎡)
1	0.000	20.000	0.000	15.000

I-3. 지하수위(토류벽 근입장 계산시 사용)

* 지하수위 고려하는 시점 EL. = -1.640 (m)
* 지하수위 고려하는 종점 EL. = -5.440 (m)
* 물의 단위중량 = 10.000 (KN/㎥)

I-4. 최종 굴착바닥의 위치및 굴착단계별 위치

* 최종 굴착바닥 EL. = -6.640 (m)
* 엄지말뚝 근입깊이 = 1.000 (m)
* 총 굴착 단계의 수 = 5
* 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.000 -2.900 -4.800 -6.640 -6.640

Next Page

I-5. 엄지말뚝(H-PILE, SLURRY WALL등의 수직토류벽) 의 제원

1) 사용 엄지말뚝(H-Pile ,SLURRY WALL등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) = 210000. (MPA)
* 단 면 적 (A) = 17320.0 (㎟)
* 단 면 2 차 모 멘 트(Ix) = 324000000.0 (㎜⁴)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800000.0 (㎣)
* 단 면 2 차 반 경 강축방향(Rx) = 75.600 (㎜)
약축방향(Ry) = 28.500 (㎜)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중(N) = 0.000 (KN)
* 엄 지 말 뚝 설 치 간 격 = 0.60 (m)

I-6. 버팀보(E/A, Tierod, Nail & Strut) 및 Wale의 Type

ㅇ. S T R U T T Y P E

NO	T Y P E	탄성계수(E) (MPA)	단면적(A) (㎟)	단면2차반경(㎜) Rx	Ry	단 면 계 수 Zx(㎣)
1	H-250X250X9X14	210000.	9218.000	108.000	62.900	867000.00

ㅇ. W A L E T Y P E

NO	T Y P E	단 면 적(A) (㎟)	단면2차반경(㎜) Rx	Ry	단 면 계 수(Z) (㎣)
1	H-250X250X9X14	9218.000	108.000	62.900	867000.00

Next Page

I-7. 각 단에 설치한 버팀보(E/A, Tierod, Nail & Strut) 및 Wale의 제원

NO	EL. (m)	버팀보 형식	설치각 (DO)	자유및정착장 강축	자유및정착장 약축	설치간격 (m)	Cable Spring수 (ea)	S/Type (KN/㎡)	W A L E 한계압력	W A L E Type	W A L E 설치수
1	-0.500	Strut	0.0	7.14	4.00	2.40	1	112965.7	1	1	1
2	-2.400	Strut	0.0	7.14	4.00	2.40	1	112965.7	1	1	1
3	-4.300	Strut	0.0	7.14	4.00	2.40	1	112965.7	1	1	1

Next Page

I-8. 가 설 구 조 물

1) 적 용 설 계 방 법

가설 구조물의 설계는 허용응력 설계법을 적용하며, 가설구조물은 공사 목적물을 만들기 위한 가설비(본체 구조물 일부로 사용되는 경우도 있음)로서 설치되므로 다음 규정에 따라 할증된 허용응력을 채택한다.

2) 강 재 의 허 용 응 력 도 (SS-400,SS-490)

종 류	허 용 응 력 도 (MPA)	
1. 축방향 인장	140 x 1.5 = 210	
2. 축방향 압축 L(Cm):유효 좌굴장 R(Cm):단면 2차반경	L/R <= 20	140 x 1.5 = 210
	20<L/R<93	210 - 1.3 (L/R - 20)
	93 <= L/R	$\frac{1.800.000}{6.700 + (L/R)^2}$
3. 휨 응 력 B:압축Flange폭 L:Flange 고정 점간거리	인 장	140 x 1.5 = 210
	압 축 L/B<=4.5	140 x 1.5 = 210
	4.5<L/B<=30	210-3.6(L/B-4.5)
4. 전단응력	80 x 1.5 = 120	
5. 용접강도	공 장 : 모재의 100% 현 장 : 모재의 90%	

(도로교설계기준, 2000)

3) 강 재 의 허 용 응 력 도 보 정

제2항에서 규정한 강재의 허용응력도는 신규강재의 단기하중에 대한 값으로서 실제 시공시에 반복 재사용과 장기사용등을 고려할 때에는 보정계수를 고려하여야 하는데 다음과 같은 값을 적용한다.

강재의 허용응력도 보정계수 = 1.00

Next Page

II. 토 류 벽 의 근 입 심 도 검 토

토류벽의 근입길이는 다음 조건에 대하여 검토하여 결정한다.
- 근입부에 작용하는 주동토압과 수동토압에 대한 안정
- 연약한 점성토 지반에서의 Heaving 현상에 대한 안정
- 지수토류벽등을 사용하는 경우로 모래지반에서의 Boiling 현상에 대한 안정

또한,토류벽의 근입심도 검토는 최종굴착의 경우와 최종굴착 전단계 경우에 한하여 실시하며,수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

II-1. 최 종 굴 착 경우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산
  Ka = Tan² (45-@/2)
  Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
  q : 상재하중 (= 15.0 KN/㎡)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	C(KN/㎡) (2)	Ka (1)	Ka (2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	토 압(KN/㎡) (2)	계 (KN/㎡) Pa1	계 (KN/㎡) Pa2
									h= 0.56 Rt= 9.50	
1	-4.300	19.0	19.0	0.347	0.347	26.600	0.947	0.947	27.547	27.547
									h= 0.84 Rt= 9.50	
2	-5.140	19.0	29.0	0.347	0.320	35.000	3.716	0.000	38.716	35.000
									h= 0.30 Rt=10.00	
3	-5.440	29.0	250.0	0.320	0.295	38.000	0.000	0.000	38.000	38.000
									h= 1.20 Rt=23.00	
4	-6.640	250.0	250.0	0.295	0.295	38.000	0.000	0.000	38.000	38.000
									h= 1.00 Rt=23.00	
5	-7.640	250.0	0.0	0.295	0.000	38.000	0.000	0.000	38.000	38.000

* 수 동 토 압 계 산
  Kp = Tan² (45+@/2)
  Pp = Rt*h*Kp + 2*C*SQRT(Kp)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	C(KN/㎡) (2)	Kp (1)	Kp (2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	토 압(KN/㎡) (2)	계 (KN/㎡) Pp1	계 (KN/㎡) Pp2
1	-6.640	0.0	250.0	0.000	3.392	0.000	0.000	920.884	0.000	920.884
									h= 1.00 Rt=23.00	
2	-7.640	250.0	0.0	3.392	0.000	10.000	998.902	0.000	1008.902	0.000

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 1.00 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ㅇ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -4.300 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (27.547 + 38.716) x 0.5 x 0.840 x 0.444 x 0.6 = 7.407 KN-m
2. (35.000 + 38.000) x 0.5 x 0.300 x 0.992 x 0.6 = 6.518 KN-m
3. (38.000 + 38.000) x 0.5 x 1.200 x 1.740 x 0.6 = 47.606 KN-m
4. (38.000 + 38.000) x 0.5 x 1.000 x 2.840 x 0.6 = 64.752 KN-m

Total moment (Ma) = 126.283 KN-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (920.884 +*******) x 0.5 x 1.000 x 2.848 x 0.6 = 1648.575 KN-m

Total moment (Mp) = 1648.575 KN-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 1648.575 / 126.283

= 13.055 > 1.20 O.K.

Next Page

II-2. 최 종 굴 착 전 단 계 경 우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산
  Ka = Tan^2 (45-@/2)
  Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
  q : 상재하중 (= 15.0 KN/㎡)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	C(KN/㎡) (2)	Ka (1)	Ka (2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	토 압(KN/㎡) (2)	계 (KN/㎡) Pa1	계 (KN/㎡) Pa2
									h= 0.76 Rt= 8.00	
1	-2.400	0.0	0.0	0.390	0.390	7.600	19.757	19.757	27.357	27.357
									h= 0.74 Rt= 8.00	
2	-3.140	0.0	0.0	0.390	0.307	15.000	22.069	17.366	37.069	32.366
									h= 0.60 Rt= 9.00	
3	-3.740	0.0	19.0	0.307	0.347	21.000	19.025	0.000	40.025	21.000
									h= 0.56 Rt= 9.50	
4	-4.300	19.0	19.0	0.347	0.347	26.600	0.947	0.947	27.547	27.547
									h= 0.50 Rt= 9.50	
5	-4.800	19.0	19.0	0.347	0.347	31.600	2.595	2.595	34.195	34.195
									h= 0.34 Rt= 9.50	
6	-5.140	19.0	29.0	0.347	0.320	35.000	3.716	0.000	38.716	35.000
									h= 0.30 Rt=10.00	
7	-5.440	29.0	250.0	0.320	0.295	38.000	0.000	0.000	38.000	38.000
									h= 2.20 Rt=13.00	
8	-7.640	250.0	0.0	0.295	0.000	38.000	0.000	0.000	38.000	38.000

* 수 동 토 압 계 산
  Kp = Tan^2 (45+@/2)
  Pp = Rt*h*Kp + 2*C*SQRT(Kp)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	C(KN/㎡) (2)	Kp (1)	Kp (2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	토 압(KN/㎡) (2)	계 (KN/㎡) Pp1	계 (KN/㎡) Pp2
1	-4.800	0.0	19.0	0.000	2.882	0.000	0.000	64.511	0.000	64.511
									h= 0.34 Rt= 9.50	
2	-5.140	19.0	29.0	2.882	3.124	3.400	73.820	112.605	77.220	116.005
									h= 0.30 Rt=10.00	
3	-5.440	29.0	250.0	3.124	3.392	6.400	121.977	942.016	128.377	948.416
									h= 2.20 Rt=13.00	
4	-7.640	250.0	0.0	3.392	0.000	28.400	1039.031	0.000	1067.431	0.000

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 2.84 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m , 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ㅇ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -2.400 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (27.357 + 37.069) x 0.5 x 0.740 x 0.389 x 0.6 = 5.558 KN-m
2. (32.366 + 40.025) x 0.5 x 0.600 x 1.051 x 0.6 = 13.690 KN-m
3. (21.000 + 27.547) x 0.5 x 0.560 x 1.633 x 0.6 = 13.315 KN-m
4. (27.547 + 34.195) x 0.5 x 0.500 x 2.159 x 0.6 = 19.995 KN-m
5. (34.195 + 38.716) x 0.5 x 0.340 x 2.574 x 0.6 = 19.139 KN-m
6. (35.000 + 38.000) x 0.5 x 0.300 x 2.892 x 0.6 = 19.001 KN-m
7. (38.000 + 38.000) x 0.5 x 2.200 x 4.140 x 0.6 = 207.662 KN-m

Total moment (Ma) = 298.359 KN-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (64.511 + 77.220) x 0.5 x 0.340 x 2.575 x 0.6 = 37.227 KN-m
2. (116.005 +128.377) x 0.5 x 0.300 x 2.893 x 0.6 = 63.619 KN-m
3. (948.416 +*******) x 0.5 x 2.200 x 4.162 x 0.6 = 5536.887 KN-m

Total moment (Mp) = 5637.733 KN-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 5637.733 / 298.359

= 18.896 > 1.20 O.K.

Next Page

III. 각 굴착 단계별 각 절점의 변위,전단력,모멘트및 반력 집계표

(* 여기서 출력되는 값은 1.0m 단위폭당 값임.)

1) 각 절점의 토압 집계표(단위:KN/㎡/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.90	3 -4.80	4 -6.64	5 -6.64	MAX.
1	0.000	5.86	5.86	5.86	5.86	31.67	31.67
	-0.500	9.37	9.37	9.37	9.37	31.67	31.67
2	-0.500	9.37	9.37	9.37	9.37	31.67	31.67
	-1.000	14.10	12.89	12.89	12.89	31.67	31.67
3	-1.000	14.56	12.89	12.89	12.89	31.67	31.67
	-1.640	13.40	17.38	17.38	17.38	31.67	31.67
4	-1.640	13.40	17.38	17.38	17.38	16.19	17.38
	-2.400	17.47	27.36	27.36	27.36	23.79	27.36
5	-2.400	17.47	27.36	27.36	27.36	23.79	27.36
	-2.900	21.79	33.92	33.92	33.92	28.79	33.92
6	-2.900	21.79	33.92	33.92	33.92	28.79	33.92
	-3.140	23.86	35.99	37.07	37.07	31.19	37.07
7	-3.140	21.31	31.46	32.37	32.37	28.96	32.37
	-3.740	26.43	36.58	40.03	40.03	34.96	40.03
8	-3.740	16.03	17.23	21.00	21.00	37.45	37.45
	-4.300	26.54	21.04	27.55	27.55	43.05	43.05
9	-4.300	26.54	21.04	27.55	27.55	43.05	43.05
	-4.800	37.16	25.24	34.20	34.20	48.05	48.05
10	-4.800	37.16	25.24	34.20	34.20	48.05	48.05
	-5.140	43.03	28.09	37.05	38.72	51.45	51.45
11	-5.140	42.03	25.00	33.43	35.00	50.81	50.81
	-5.440	50.62	33.88	34.98	38.00	53.81	53.81
12	-5.440	11.64	0.00	0.00	38.00	67.76	67.76
	-6.040	0.00	0.00	0.00	19.00	48.76	48.76
13	-6.040	0.00	0.00	0.00	19.00	48.76	48.76
	-6.640	0.00	0.00	0.00	0.00	2.87	2.87
14	-6.640	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-7.640	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	50.62	36.58	40.03	40.03	67.76	67.76

Next Page

2) 각 절점의 변위 집계표(단위:mm/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.90	3 -4.80	4 -6.64	5 -6.64	MAX.
1	0.000	4.95	5.13	5.18	5.25	0.28	5.25
2	-0.500	4.39	4.76	4.93	5.07	0.33	5.07
3	-1.000	3.84	4.38	4.67	4.90	0.39	4.90
4	-1.640	3.15	3.88	4.31	4.63	0.46	4.63
5	-2.400	2.35	3.22	3.80	4.23	0.55	4.23
6	-2.900	1.87	2.75	3.42	3.91	0.63	3.91
7	-3.140	1.65	2.51	3.22	3.74	0.67	3.74
8	-3.740	1.14	1.92	2.67	3.25	0.76	3.25
9	-4.300	0.74	1.39	2.12	2.74	0.86	2.74
10	-4.800	0.43	0.96	1.62	2.27	0.94	2.27
11	-5.140	0.25	0.68	1.27	1.94	0.99	1.94
12	-5.440	0.10	0.45	0.98	1.65	1.01	1.65
13	-6.040	-0.15	0.03	0.40	1.05	1.01	1.05
14	-6.640	-0.38	-0.37	-0.15	0.46	0.95	0.95
15	-7.640	-0.75	-1.00	-1.04	-0.53	0.80	0.00
	MAX.	4.95	5.13	5.18	5.25	1.01	5.25

Next Page

3) 각 절점의 전단력 집계표(단위:KN/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.90	3 -4.80	4 -6.64	5 -6.64	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-0.500	3.81	3.81	3.81	3.81	15.84	15.84
2	-0.500	-3.81	37.62	14.95	13.02	21.69	37.62
	-1.000	9.68	-32.06	-9.39	-7.45	-5.85	-32.06
3	-1.000	-7.72	32.06	9.39	7.45	5.85	32.06
	-1.640	14.84	-22.37	0.30	2.23	14.42	-22.37
4	-1.640	-10.89	22.37	-0.30	-2.23	-14.42	22.37
	-2.400	16.90	-5.37	17.30	19.24	29.62	29.62
5	-2.400	-11.08	5.37	48.38	29.31	32.27	48.38
	-2.900	16.04	9.95	-33.06	-13.99	-19.12	-33.06
6	-2.900	-12.40	-9.79	33.06	13.99	19.12	33.06
	-3.140	15.29	17.84	-24.54	-5.47	-11.92	-24.54
7	-3.140	-10.52	-17.45	24.54	5.47	11.92	24.54
	-3.740	14.60	31.70	-2.83	16.24	7.25	31.70
8	-3.740	0.10	-21.32	2.83	-16.24	-7.25	-21.32
	-4.300	-0.10	21.32	10.77	29.84	29.79	29.84
9	-4.300	9.31	-16.53	-10.76	39.82	66.93	66.93
	-4.800	-9.31	16.53	26.20	-24.38	-44.16	-44.16
10	-4.800	14.22	-12.40	-25.16	24.39	44.16	44.16
	-5.140	-14.22	12.40	29.00	-11.99	-27.25	29.00
11	-5.140	16.91	-7.74	-21.28	11.99	27.24	27.24
	-5.440	-16.91	7.74	21.28	-1.04	-11.55	21.28
12	-5.440	18.48	-2.46	-13.27	1.04	11.55	18.48
	-6.040	-18.48	2.46	13.27	16.06	23.41	23.41
13	-6.040	15.35	1.20	-5.63	-16.06	-23.41	-23.41
	-6.640	-15.35	-1.20	5.63	21.76	38.90	38.90
14	-6.640	4.97	1.66	0.30	-3.43	-13.21	-13.21
	-7.640	-4.97	-1.66	-0.30	3.43	13.71	13.71
	MAX.	18.48	37.62	48.38	39.82	66.93	66.93

Next Page

4) 각 절점의 모멘트 집계표(단위:KN-m/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1	2	3	4	5	MAX.
		-1.00	-2.90	-4.80	-6.64	-6.64	
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.500	0.88	0.88	0.88	0.88	3.96	3.96
3	-1.000	4.15	-16.61	-5.28	-4.31	-2.92	-16.61
4	-1.640	11.60	-34.19	-8.34	-6.13	-0.18	-34.19
5	-2.400	22.14	-45.21	-2.14	1.54	16.19	-45.21
6	-2.900	28.84	-44.20	-22.64	-9.42	3.24	-44.20
7	-3.140	32.16	-40.88	-29.56	-11.77	-0.50	-40.88
8	-3.740	39.88	-25.84	-38.00	-8.77	-2.08	39.88
9	-4.300	39.82	-13.90	-35.95	3.96	8.15	39.82
10	-4.800	35.17	-5.64	-26.85	-12.22	-19.73	35.17
11	-5.140	30.33	-1.42	-17.42	-18.45	-31.90	-31.90
12	-5.440	25.26	0.90	-11.04	-20.43	-37.74	-37.74
13	-6.040	14.18	2.38	-3.08	-15.35	-33.62	-33.62
14	-6.640	4.97	1.66	0.30	-3.43	-13.55	-13.55
15	-7.640	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	39.88	-45.21	38.00	20.43	37.74	-45.21

Next Page

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:KN/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.90	3 -4.80	4 -6.64	5 -6.64	MAX.
2	-0.500	0.00	-41.43	-18.76	-16.82	-37.52	-41.43
5	-2.400	0.00	0.00	-65.68	-48.55	-61.88	-65.68
9	-4.300	0.00	0.00	0.00	-69.65	-96.72	-96.72
MAX.		0.00	-41.43	-65.68	-69.65	-96.72	-96.72

Next Page

IV. 굴착 주변의 지반침하 예측

굴착의 시공계획에 있어서는 굴착에 따른 주변지반의 변형을 추정하고 인접 건물에 대한 영향에 대하여 검토 하여야 하는데, 침하 추정 방법은 무수히 많으며 주장하는 학자에 따라서도 상당한 차이가 있다.
여기서는 Caspe의 방법(1966)에 의하여 다음과 같은 단계로 구하였다.

. 횡방향 벽의 처짐을 구한다.
. 처짐의 체적 Vs를 구한다.(평균단면적법 또는 Simpson의 제1공식 사용)
. 지반침하 영향거리(균열거리) D를 계산한다.
. 벽면에서의 지표면 침하 Sw를 계산한다.
. D로부터 벽까지 Si의 포물선 변화를 가정하여 잔존침하를 계산한다.
. 해체검토시, 콘크리트 벽체 및 슬래브가 시공된 구간은 콘크리트벽체 및 슬래브 시공전 단계까지의 최대변위를 최대값으로 적용한다

1) 토류벽의 횡방향 변위량

절 점 번 호	Elevation (m)	변 위 량 (mm)	절 점 번 호	Elevation (m)	변 위 량 (mm)
1	0.000	5.24790	2	-0.500	5.07450
3	-1.000	4.89933	4	-1.640	4.63435
5	-2.400	4.22862	6	-2.900	3.91254
7	-3.140	3.74093	8	-3.740	3.25100
9	-4.300	2.73972	10	-4.800	2.26737
11	-5.140	1.93974	12	-5.440	1.64701
13	-6.040	1.05482	14	-6.640	0.94902

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = 0.02261 ㎥/m

3) 굴 착 폭 (B) 및 굴 착 심 도 (Hw)

B = 14.0 m , Hw = 6.6 m

Next Page

4) 굴 착 거 리 (Ht)

평균 내부마찰각 $ = 28.67 도
Hp = 0.5 x B x tan (45 + $/2)
= 0.5 x 14.0 x tan (45 + 28.67 /2) = 11.80 m
Ht = Hp + Hw = 11.80 m + 6.64 m = 18.44 m

5) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan (45 - $/2)
= 18.44 m x tan (45 - 28.67 /2) = 10.94 m

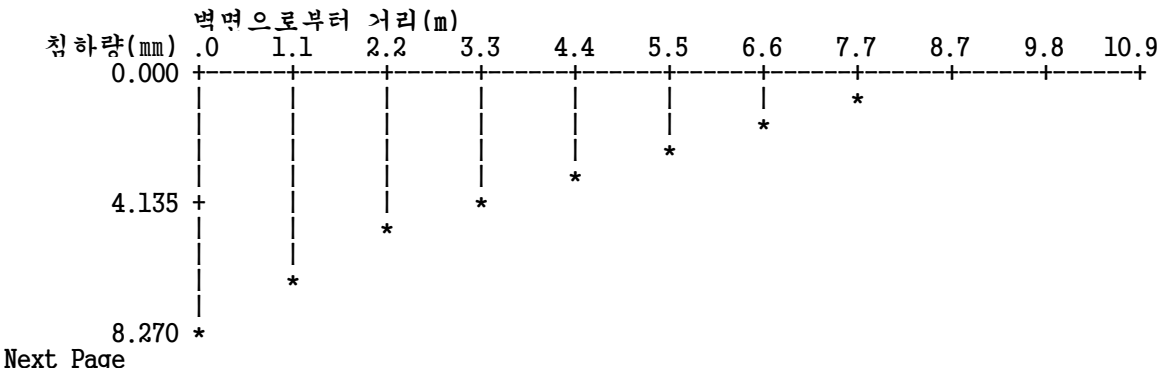
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x 0.02261/ 10.94
= 0.008270 m = 8.270 mm

7) 거리별 침하량 (Si) 및 절점간 침하구배

Si = Sw x ((D - Xi)/D)**2 = 0.827 x ((10.94 - Xi)/ 10.94)**2

절점 NO.	거 리 Xi(m)	침 하 량 Si(mm)	절점간 부등침하 부등침하량	구 배	절점 NO.	거 리 Xi(m)	침 하 량 Si(mm)	절점간 부등침하 부등침하량	구 배
1	0.000	8.26985	0.000	1/ 0	2	1.094	6.69858	0.157	1/ 696
3	2.187	5.29270	0.141	1/ 778	4	3.281	4.05222	0.124	1/ 882
5	4.375	2.97714	0.108	1/1017	6	5.469	2.06746	0.091	1/1202
7	6.562	1.32318	0.074	1/1470	8	7.656	0.74429	0.058	1/1889
9	8.750	0.33079	0.041	1/2645	10	9.844	0.08270	0.025	1/4409
11	10.937	0.00000	0.083	1/9999					



Next Page

V . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod 및 Strut등)의 설 계

V-1 . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod & Strut)의 축력 계산

1) 각 굴착 단계별 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:KN/m/M)

버팀대 번 호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.90	3 -4.80	4 -6.64	5 -6.64	MAX.
1	-0.500	0.00	4.14	1.88	1.68	3.75	4.14
2	-2.400	0.00	0.00	6.57	4.85	6.19	6.57
3	-4.300	0.00	0.00	0.00	6.97	9.67	9.67
MAX.		0.00	41.43	65.68	69.65	96.72	96.72

Next Page

2) 각 버팀보의 설계축력(T) 계산

i단째의 버팀보 위치에 있어서 설계축력(T)는 다음식으로 구한다.

축 력(T) = 반 력(F) x 버팀보 설치간격 / Cos(설치각도)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 1] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 41.429 x 2.400 / COS(0.0) = 99.429 (KN)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 2] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 65.678 x 2.400 / COS(0.0) = 157.627 (KN)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 3] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 96.725 x 2.400 / COS(0.0) = 232.140 (KN)

○ Strut 의 최대축력
NO. 3 : Tmax = 232.140 KN/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계
==========

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 3
Tmax = 232.140 (KN)
. 온도차에 의한 축력 = 120.000 (KN)
. Strut 의 규 격 : H-250X250X9X14
. 탄 성 계 수 (E) = 0.210E+06 (MPA)
. 단 면 적 (A) = 9218.000 (㎟)
. 단 면 계 수 (Zx) = 867000.000 (㎟)
. 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 108.000 (mm)
약축방향(Ry) = 62.900 (mm)
. Strut 의 자 중 (Wd) = 5.000 (KN)

(1) f(c). f(b) 계 산
설계축력 (T) = 352.140 (KN)
설계휨모멘트 = WdxLxL/8 = 5.000x 7.140**2/8.0 = 31.862 (KN.m)
f(c) = N x 1000 / A = 352.140 x 1000 / 9218.000 = 38.201 (N/㎟)
f(b) = M x 1000000 / Zx = 31.862 x 1000000 / 867000.000 = 36.750 (N/㎟)

(2) L1/Rx. L2/Ry. L2/B 계 산
L1/Rx = 714.000 / 10.800 = 66.111 . L2/Ry = 400.000 / 6.290 = 63.593
L2/B = 400.000 / 25.000 = 16.000

(3) 강 축 방 향 검 토 (Rx)
0. f(cax). f(cao). f(eax) 계 산
f(cao) = 1.5 x 140.0 x1.00 = 210.0 (MPA)
20 < L/R < 93 ;
f(Cax) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
= (210 - 1.3 (66.11- 20)) x 1.00 = 150.056 N/㎟
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (66.111 x 66.111) = 411.835 N/㎟
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 38.20/ 150.06 + 36.75/ 210.00(1.0- 38.20/ 411.84)
= 0.25 + 0.19 = 0.45
따 라 서 . F = 0.447 < 1.0 O.K

(4) 약 축 방 향 검 토 (Ry)
0. f(cay). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ; f(bax) = (210-3.6x(L/B-4.5))x1.00 = 168.6 (MPA)
20 < L/R < 93 ;
f(Cay) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
= (210 - 1.3 (63.59- 20)) x 1.00 = 153.329 N/㎟
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (63.593 x 63.593) = 445.096 N/㎟
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cay)} + \frac{f(b)}{f(bax)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 38.20/ 153.33 + 36.75/ 168.60(1.0- 38.20/ 445.10)
= 0.25 + 0.24 = 0.49
따 라 서 . F = 0.488 < 1.0 O.K

Next Page

2) 각 단의 STRUT CHECK

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	설계축력 (KN/개소)	f(c) (MPA)	f(b) (MPA)	안 전 율 강축	안 전 율 약축	C H E C K 강축	C H E C K 약축
1	-0.500	H-250X250X9X14@1	99.429	23.804	36.750	0.34	0.39	O.K	O.K
2	-2.400	H-250X250X9X14@1	157.627	30.118	36.750	0.39	0.43	O.K	O.K
3	-4.300	H-250X250X9X14@1	232.140	38.201	36.750	0.45	0.49	O.K	O.K

Next Page

VI. 엄지말뚝(H-PILE등)의 휨 모멘트와 전단력 검토

VI-1. 엄지말뚝(H-Pile등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) = 210000.00 (MPA)
* 단 면 적 (A) = 17320.000 (㎟)
* 단 면 2 차 모 멘 트(IX) = 324000000.0 (mm^4)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800000.00 (㎣)
* 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 75.600 (mm)
약축방향(Ry) = 28.500 (mm)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중 = 0.000 (KN)
* 엄지말뚝의 설 치 간 격 = 0.60 (m)

1) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(1) f(c), f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 45.207 x 0.600 = 27.124 (KN-m) [at Nodal point No. 5 : Step 2]
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 17320.000 = 0.000 (N/㎟)
f(b) = M x 1000000 / Zx = 27.124 x 1000000 / 1800000.000 = 15.069 (N/㎟)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계 산
L/B = 190.000 / 60.000 = 3.167 . L/Rx = 190.000 / 7.560 = 25.132

소 요 단 면 계 수 Zx = Max. M / f(BA)
= 27.124 x 1.0E+6 / 270.0
= 100458.961 (㎣)

강널말뚝간의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 할증하여야 한다. 따라서.

소 요 단 면 계 수 Zx = 100459.0 / 0.6 = 167431.6

따 라 서 . 167.432 < 1800.000 O.K

2) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 66.932 x 0.600 = 40.159 (KN)

전 단 강 도 = Smax / Aw
= 40.159 x 1000 / 17320.000
= 2.319 (N/㎟)

따 라 서 . 2.319 < 150.000 O.K

Next Page

VII. 띠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

1) 최대축력 작용지점의 WALE CHECK . 띠장의 종류 : 연 속 보
. 최대축력 버팀보 NO. = 3 . . Wale 의 규 격 = H-250X250X9X14
. 상 부 거 리 (X1) = 0.000 (㎜) . . 하 부 거 리 (X2) = 0.000 (㎜)
. 단 면 적 (A) = 9218.000 (㎟) . . 단 면 계 수 (Zx) = 867000.000 (㎣)
. 단 면 2 차 반 경 Rx = 108.000 (㎜) . Ry = 62.900 (㎜)

(1) 작 용 하 중 (Pmax) 및 축 력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
버팀보에 작용하는 최대축력 = 232.140 KN/ea
작용하중 = T x COS(@) / L = 232.140 x COS(0.00) / 2.400 = 96.725 KN/m
축력계산 = P x L1 - P x Tan($) x L2
= 96.725 x 0.000 - 96.725 x 0.000 x 0.000 = 0.000 (KN)

(2) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c), f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 96.725 x 2.400 x 2.400 / 10.000 = 55.714 KN-m
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 9218.000 = 0.000 (N/㎟)
f(b) = M x 100000 / Zx = 55.714 x 1000000 / 867000.000 = 64.260 (N/㎟)

(나) L1/Rx, L2/Ry, L2/B 계 산
L1/Rx = 240.000 / 10.800 = 22.222 . L2/Ry = 240.000 / 6.290 = 38.156
L2/B = 240.000 / 25.000 = 9.600

(다) 강 축 방 향 검 토 (수 평 방 향 , Rx)
0. f(cax), f(cao), f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(cao) = (210 - 3.6 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 191.6 (N/㎟)
20 < L/R < 93 ;
f(Cax) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
= (210 - 1.3 (22.22- 20)) x 1.00 = 207.111 N/㎟
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (22.222 x 22.222) = 3645.000 N/㎟
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 0.00/ 207.11 + 64.26/ 191.64(1.0- 0.00/ 3645.00)
= 0.00 + 0.34 = 0.34
따 라 서 . F = 0.335 < 1.0 O.K

(라) 약 축 방 향 검 토 (수 직 방 향 , Ry)
0. f(cay), f(bax), f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(bax) = (210 - 3.6 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 191.6 (N/㎟)
20 < L/R < 93 ;
f(Cay) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
= (210 - 1.3 (38.16- 20)) x 1.00 = 186.397 N/㎟
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (38.156 x 38.156) = 1236.378 N/㎟
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cay)} + \frac{f(b)}{f(bax)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 0.00/ 186.40 + 64.26/ 191.64(1.0- 0.00/ 1236.38)
= 0.00 + 0.34 = 0.34
따 라 서 . F = 0.335 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 96.725 x 2.400 x (6.00/ 10.00) = 139.284 (KN)
Aw = T1 x (H - T2 x 2) x 0.01
= 90.0 x 2220.0 x 0.01 = 1998.000 (㎟)
전 단 강 도 = Max. S / Aw = 139.284 x 1000 /1998.000 = 69.712 (N/㎟)

따 라 서 . 69.712 N/㎟ < 120.000 N/㎟ O.K.

2) 각 단 띠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	작용하중 (KN/m)	단 면 력 M(KN-m)	N(KN)	전단강도 S(KN)	(N/㎟)	휨안전율 강축	약축
1	-0.50	H-250X250X9X14@1	41.43	23.86	0.00	59.66	29.86	0.14	0.14
2	-2.40	H-250X250X9X14@1	65.68	37.83	0.00	94.58	47.34	0.23	0.23
3	-4.30	H-250X250X9X14@1	96.72	55.71	0.00	139.28	69.71	0.34	0.34

THE END

3.3.4 A2 버팀보 사보강

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

I. 설 계 조 건

I-1. 지 반 자 료

1) 각 토층의 토질정수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	단위중량 (KN/㎥)	N	점착력 (KN/㎡)	전단 저항각(DO)	토질 형태	지반반력계수 (KN/㎥)	마찰저항 (N/㎟)
1	0.000	-3.140	18.00	5	0.000	26.00	FILL	13281.890	0.00
2	-3.140	-3.740	19.00	7	0.000	32.00	GRAVEL	15226.070	0.00
3	-3.740	-5.140	19.50	50	19.000	29.00	WEA.SOIL	33826.715	0.00
4	-5.140	-5.440	20.00	50	29.000	31.00	WEA.ROCK	33826.715	0.00
5	-5.440	-15.000	23.00	50	250.000	33.00	SOFTROCK	33826.715	0.00

2) 각 토층의 토압계수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	RANKINE식 Ka	RANKINE식 Kp	COULOMB식 Ka	COULOMB식 Kp	CAQUOT & KERISEL Ka	CAQUOT & KERISEL Kp	정지토압 Ko
1	0.000	-3.140	0.390	2.561	0.347	4.399	0.390	3.792	0.562
2	-3.140	-3.740	0.307	3.255	0.275	7.333	0.307	5.672	0.470
3	-3.740	-5.140	0.347	2.882	0.309	5.600	0.347	4.607	0.515
4	-5.140	-5.440	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
5	-5.440	-15.000	0.295	3.392	0.264	8.084	0.295	6.099	0.455

I-2. 상 재 하 중

NO	X-NEAR (m)	X-FAR (m)	EL. (m)	LOAD (KN/㎡)
1	0.000	20.000	0.000	15.000

I-3. 지하수위(토류벽 근입장 계산시 사용)

* 지하수위 고려하는 시점 EL. = -1.640 (m)
* 지하수위 고려하는 종점 EL. = -5.440 (m)
* 물의 단위중량 = 10.000 (KN/㎥)

I-4. 최종 굴착바닥의 위치및 굴착단계별 위치

* 최종 굴착바닥 EL. = -6.640 (m)
* 엄지말뚝 근입깊이 = 1.000 (m)
* 총 굴착 단계의 수 = 5
* 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.000 -2.900 -4.800 -6.640 -6.640

Next Page

I-5. 엄지말뚝(H-PILE, SLURRY WALL등의 수직토류벽) 의 제원

1) 사용 엄지말뚝(H-Pile ,SLURRY WALL등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) = 210000. (MPA)
* 단 면 적 (A) = 17320.0 (㎟)
* 단 면 2 차 모 멘 트(Ix) = 324000000.0 (㎜⁴)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800000.0 (㎣)
* 단 면 2 차 반 경 강축방향(Rx) = 75.600 (㎜)
약축방향(Ry) = 28.500 (㎜)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중(N) = 0.000 (KN)
* 엄 지 말 뚝 설 치 간 격 = 0.60 (m)

I-6. 버팀보(E/A, Tierod, Nail & Strut) 및 Wale의 Type

ㅇ. S T R U T T Y P E

NO	T Y P E	탄성계수(E) (MPA)	단면적(A) (㎟)	단면2차반경(㎜) Rx	Ry	단 면 계 수 Zx(㎣)
1	H-250X250X9X14	210000.	9218.000	108.000	62.900	867000.00

ㅇ. W A L E T Y P E

NO	T Y P E	단 면 적(A) (㎟)	단면2차반경(㎜) Rx	Ry	단 면 계 수(Z) (㎣)
1	H-250X250X9X14	9218.000	108.000	62.900	867000.00

Next Page

I-7. 각 단에 설치한 버팀보(E/A, Tierod, Nail & Strut) 및 Wale의 제원

NO	EL. (m)	버팀보 형식	설치각 (DO)	자유및정착장 강축	자유및정착장 약축	설치간격 (m)	Cable Spring수 (ea)	S/Type (KN/㎡)	W A L E 한계압력	W A L E Type	W A L E 설치수
1	-0.500	Strut	52.5	4.68	3.51	2.20	1	114454.9	1	1	1
2	-2.400	Strut	52.5	4.68	3.51	2.20	1	114454.9	1	1	1
3	-4.300	Strut	52.5	4.68	3.51	2.20	1	114454.9	1	1	1

Next Page

I-8. 가 설 구 조 물

1) 적 용 설 계 방 법

가설 구조물의 설계는 허용응력 설계법을 적용하며, 가설구조물은 공사 목적물을 만들기 위한 가설비(본체 구조물 일부로 사용되는 경우도 있음)로서 설치되므로 다음 규정에 따라 할증된 허용응력을 채택한다.

2) 강 재 의 허 용 응 력 도 (SS-400,SS-490)

종 류	허 용 응 력 도 (MPA)	
1. 축방향 인장	140 x 1.5 = 210	
2. 축방향 압축 L(Cm):유효 좌굴장 R(Cm):단면 2차반경	L/R <= 20	140 x 1.5 = 210
	20<L/R<93	210 - 1.3 (L/R - 20)
	93 <= L/R	$\frac{1.800.000}{6.700 + (L/R)^2}$
3. 휨 응 력 B:압축Flange폭 L:Flange 고정 점간거리	인 장	140 x 1.5 = 210
	압 축 L/B<=4.5	140 x 1.5 = 210
	4.5<L/B<=30	210-3.6(L/B-4.5)
4. 전단응력	80 x 1.5 = 120	
5. 용접강도	공 장 : 모재의 100% 현 장 : 모재의 90%	

(도로교설계기준, 2000)

3) 강 재 의 허 용 응 력 도 보 정

제2항에서 규정한 강재의 허용응력도는 신규강재의 단기하중에 대한 값으로서 실제 시공시에 반복 재사용과 장기사용등을 고려할 때에는 보정계수를 고려하여야 하는데 다음과 같은 값을 적용한다.

강재의 허용응력도 보정계수 = 1.00

Next Page

II. 토 류 벽 의 근 입 심 도 검 토

토류벽의 근입길이는 다음 조건에 대하여 검토하여 결정한다.
- 근입부에 작용하는 주동토압과 수동토압에 대한 안정
- 연약한 점성토 지반에서의 Heaving 현상에 대한 안정
- 지수토류벽등을 사용하는 경우로 모래지반에서의 Boiling 현상에 대한 안정

또한,토류벽의 근입심도 검토는 최종굴착의 경우와 최종굴착 전단계 경우에 한하여 실시하며,수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

II-1. 최 종 굴 착 경우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산
  Ka = Tan² (45-@/2)
  Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
  q : 상재하중 (= 15.0 KN/㎡)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	C(KN/㎡) (2)	Ka (1)	Ka (2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	토 압(KN/㎡) (2)	계 (KN/㎡) Pa1	계 (KN/㎡) Pa2
									h= 0.56 Rt= 9.50	
1	-4.300	19.0	19.0	0.347	0.347	26.600	0.947	0.947	27.547	27.547
									h= 0.84 Rt= 9.50	
2	-5.140	19.0	29.0	0.347	0.320	35.000	3.716	0.000	38.716	35.000
									h= 0.30 Rt=10.00	
3	-5.440	29.0	250.0	0.320	0.295	38.000	0.000	0.000	38.000	38.000
									h= 1.20 Rt=23.00	
4	-6.640	250.0	250.0	0.295	0.295	38.000	0.000	0.000	38.000	38.000
									h= 1.00 Rt=23.00	
5	-7.640	250.0	0.0	0.295	0.000	38.000	0.000	0.000	38.000	38.000

* 수 동 토 압 계 산
  Kp = Tan² (45+@/2)
  Pp = Rt*h*Kp + 2*C*SQRT(Kp)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	C(KN/㎡) (2)	Kp (1)	Kp (2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	토 압(KN/㎡) (2)	계 (KN/㎡) Pp1	계 (KN/㎡) Pp2
1	-6.640	0.0	250.0	0.000	3.392	0.000	0.000	920.884	0.000	920.884
									h= 1.00 Rt=23.00	
2	-7.640	250.0	0.0	3.392	0.000	10.000	998.902	0.000	1008.902	0.000

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 1.00 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ㅇ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -4.300 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (27.547 + 38.716) x 0.5 x 0.840 x 0.444 x 0.6 = 7.407 KN-m
2. (35.000 + 38.000) x 0.5 x 0.300 x 0.992 x 0.6 = 6.518 KN-m
3. (38.000 + 38.000) x 0.5 x 1.200 x 1.740 x 0.6 = 47.606 KN-m
4. (38.000 + 38.000) x 0.5 x 1.000 x 2.840 x 0.6 = 64.752 KN-m

Total moment (Ma) = 126.283 KN-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (920.884 +*******) x 0.5 x 1.000 x 2.848 x 0.6 = 1648.575 KN-m

Total moment (Mp) = 1648.575 KN-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 1648.575 / 126.283

= 13.055 > 1.20 O.K.

Next Page

II-2. 최 종 굴 착 전 단 계 경 우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산
  Ka = Tan^2 (45-@/2)
  Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
  q : 상재하중 (= 15.0 KN/㎡)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	C(KN/㎡) (2)	Ka (1)	Ka (2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	토 압(KN/㎡) (2)	계 (KN/㎡) Pa1	계 (KN/㎡) Pa2
									h= 0.76 Rt= 8.00	
1	-2.400	0.0	0.0	0.390	0.390	7.600	19.757	19.757	27.357	27.357
									h= 0.74 Rt= 8.00	
2	-3.140	0.0	0.0	0.390	0.307	15.000	22.069	17.366	37.069	32.366
									h= 0.60 Rt= 9.00	
3	-3.740	0.0	19.0	0.307	0.347	21.000	19.025	0.000	40.025	21.000
									h= 0.56 Rt= 9.50	
4	-4.300	19.0	19.0	0.347	0.347	26.600	0.947	0.947	27.547	27.547
									h= 0.50 Rt= 9.50	
5	-4.800	19.0	19.0	0.347	0.347	31.600	2.595	2.595	34.195	34.195
									h= 0.34 Rt= 9.50	
6	-5.140	19.0	29.0	0.347	0.320	35.000	3.716	0.000	38.716	35.000
									h= 0.30 Rt=10.00	
7	-5.440	29.0	250.0	0.320	0.295	38.000	0.000	0.000	38.000	38.000
									h= 2.20 Rt=13.00	
8	-7.640	250.0	0.0	0.295	0.000	38.000	0.000	0.000	38.000	38.000

* 수 동 토 압 계 산
  Kp = Tan^2 (45+@/2)
  Pp = Rt*h*Kp + 2*C*SQRT(Kp)

NO.	EL. (m)	C(KN/㎡) (1)	C(KN/㎡) (2)	Kp (1)	Kp (2)	수 압 (KN/㎡)	토 압(KN/㎡) (1)	토 압(KN/㎡) (2)	계 (KN/㎡) Pp1	계 (KN/㎡) Pp2
1	-4.800	0.0	19.0	0.000	2.882	0.000	0.000	64.511	0.000	64.511
									h= 0.34 Rt= 9.50	
2	-5.140	19.0	29.0	2.882	3.124	3.400	73.820	112.605	77.220	116.005
									h= 0.30 Rt=10.00	
3	-5.440	29.0	250.0	3.124	3.392	6.400	121.977	942.016	128.377	948.416
									h= 2.20 Rt=13.00	
4	-7.640	250.0	0.0	3.392	0.000	28.400	1039.031	0.000	1067.431	0.000

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 2.84 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m , 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ㅇ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -2.400 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (27.357 + 37.069) x 0.5 x 0.740 x 0.389 x 0.6 = 5.558 KN-m
2. (32.366 + 40.025) x 0.5 x 0.600 x 1.051 x 0.6 = 13.690 KN-m
3. (21.000 + 27.547) x 0.5 x 0.560 x 1.633 x 0.6 = 13.315 KN-m
4. (27.547 + 34.195) x 0.5 x 0.500 x 2.159 x 0.6 = 19.995 KN-m
5. (34.195 + 38.716) x 0.5 x 0.340 x 2.574 x 0.6 = 19.139 KN-m
6. (35.000 + 38.000) x 0.5 x 0.300 x 2.892 x 0.6 = 19.001 KN-m
7. (38.000 + 38.000) x 0.5 x 2.200 x 4.140 x 0.6 = 207.662 KN-m

Total moment (Ma) = 298.359 KN-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (64.511 + 77.220) x 0.5 x 0.340 x 2.575 x 0.6 = 37.227 KN-m
2. (116.005 +128.377) x 0.5 x 0.300 x 2.893 x 0.6 = 63.619 KN-m
3. (948.416 +*******) x 0.5 x 2.200 x 4.162 x 0.6 = 5536.887 KN-m

Total moment (Mp) = 5637.733 KN-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 5637.733 / 298.359

= 18.896 > 1.20 O.K.

Next Page

III. 각 굴착 단계별 각 절점의 변위,전단력,모멘트및 반력 집계표

(* 여기서 출력되는 값은 1.0m 단위폭당 값임.)

1) 각 절점의 토압 집계표(단위:KN/㎡/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.90	3 -4.80	4 -6.64	5 -6.64	MAX.
1	0.000	5.86	5.86	5.86	5.86	31.67	31.67
	-0.500	9.37	9.37	9.37	9.37	31.67	31.67
2	-0.500	9.37	9.37	9.37	9.37	31.67	31.67
	-1.000	14.10	12.89	12.89	12.89	31.67	31.67
3	-1.000	14.56	12.89	12.89	12.89	31.67	31.67
	-1.640	13.40	17.38	17.38	17.38	31.67	31.67
4	-1.640	13.40	17.38	17.38	17.38	16.19	17.38
	-2.400	17.47	27.36	27.36	27.36	23.79	27.36
5	-2.400	17.47	27.36	27.36	27.36	23.79	27.36
	-2.900	21.79	33.92	33.92	33.92	28.79	33.92
6	-2.900	21.79	33.92	33.92	33.92	28.79	33.92
	-3.140	23.86	35.99	37.07	37.07	31.19	37.07
7	-3.140	21.31	31.46	32.37	32.37	28.96	32.37
	-3.740	26.43	36.58	40.03	40.03	34.96	40.03
8	-3.740	16.03	17.23	21.00	21.00	37.45	37.45
	-4.300	26.54	21.04	27.55	27.55	43.05	43.05
9	-4.300	26.54	21.04	27.55	27.55	43.05	43.05
	-4.800	37.16	25.24	34.20	34.20	48.05	48.05
10	-4.800	37.16	25.24	34.20	34.20	48.05	48.05
	-5.140	43.03	28.09	37.05	38.72	51.45	51.45
11	-5.140	42.03	25.00	33.43	35.00	50.81	50.81
	-5.440	50.62	33.88	34.98	38.00	53.81	53.81
12	-5.440	11.64	0.00	0.00	38.00	67.76	67.76
	-6.040	0.00	0.00	0.00	19.00	48.76	48.76
13	-6.040	0.00	0.00	0.00	19.00	48.76	48.76
	-6.640	0.00	0.00	0.00	0.00	2.87	2.87
14	-6.640	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-7.640	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	50.62	36.58	40.03	40.03	67.76	67.76

Next Page

2) 각 절점의 변위 집계표(단위:mm/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.90	3 -4.80	4 -6.64	5 -6.64	MAX.
1	0.000	4.95	5.13	5.17	5.24	0.27	5.24
2	-0.500	4.39	4.75	4.92	5.06	0.33	5.06
3	-1.000	3.84	4.38	4.66	4.89	0.38	4.89
4	-1.640	3.15	3.87	4.30	4.62	0.45	4.62
5	-2.400	2.35	3.22	3.79	4.22	0.54	4.22
6	-2.900	1.87	2.74	3.41	3.90	0.62	3.90
7	-3.140	1.65	2.51	3.21	3.73	0.66	3.73
8	-3.740	1.14	1.92	2.67	3.24	0.76	3.24
9	-4.300	0.74	1.39	2.12	2.73	0.85	2.73
10	-4.800	0.43	0.96	1.61	2.26	0.93	2.26
11	-5.140	0.25	0.68	1.27	1.93	0.98	1.93
12	-5.440	0.10	0.45	0.97	1.64	1.00	1.64
13	-6.040	-0.15	0.03	0.40	1.05	1.00	1.05
14	-6.640	-0.38	-0.37	-0.15	0.46	0.94	0.94
15	-7.640	-0.75	-1.00	-1.04	-0.52	0.80	0.00
	MAX.	4.95	5.13	5.17	5.24	1.00	5.24

Next Page

3) 각 절점의 전단력 집계표(단위:KN/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.90	3 -4.80	4 -6.64	5 -6.64	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-0.500	3.81	3.81	3.81	3.81	15.84	15.84
2	-0.500	-3.81	37.64	14.82	12.96	21.64	37.64
	-1.000	9.68	-32.07	-9.25	-7.39	-5.81	-32.07
3	-1.000	-7.72	32.07	9.25	7.39	5.81	32.07
	-1.640	14.84	-22.39	0.44	2.29	14.47	-22.39
4	-1.640	-10.89	22.39	-0.44	-2.29	-14.47	22.39
	-2.400	16.90	-5.39	17.44	19.30	29.66	29.66
5	-2.400	-11.08	5.39	48.48	29.25	32.14	48.48
	-2.900	16.04	9.93	-33.16	-13.93	-19.00	-33.16
6	-2.900	-12.40	-9.79	33.16	13.93	18.99	33.16
	-3.140	15.29	17.83	-24.64	-5.41	-11.79	-24.64
7	-3.140	-10.52	-17.45	24.64	5.41	11.80	24.64
	-3.740	14.60	31.70	-2.92	16.31	7.38	31.70
8	-3.740	0.10	-21.32	2.92	-16.31	-7.38	-21.32
	-4.300	-0.10	21.32	10.67	29.90	29.92	29.92
9	-4.300	9.31	-16.54	-10.67	39.91	67.07	67.07
	-4.800	-9.31	16.54	26.11	-24.48	-44.29	-44.29
10	-4.800	14.22	-12.42	-25.07	24.48	44.29	44.29
	-5.140	-14.22	12.42	28.92	-12.08	-27.37	28.92
11	-5.140	16.91	-7.76	-21.23	12.08	27.37	27.37
	-5.440	-16.91	7.76	21.23	-1.13	-11.68	21.23
12	-5.440	18.48	-2.48	-13.25	1.13	11.68	18.48
	-6.040	-18.48	2.48	13.25	15.97	23.28	23.28
13	-6.040	15.35	1.18	-5.64	-15.97	-23.28	-23.28
	-6.640	-15.35	-1.18	5.64	21.67	38.77	38.77
14	-6.640	4.97	1.65	0.29	-3.42	-13.19	-13.19
	-7.640	-4.97	-1.65	-0.29	3.42	13.69	13.69
	MAX.	18.48	37.64	48.48	39.91	67.07	67.07

Next Page

4) 각 절점의 모멘트 집계표(단위:KN-m/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.90	3 -4.80	4 -6.64	5 -6.64	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.500	0.88	0.88	0.88	0.88	3.96	3.96
3	-1.000	4.15	-16.62	-5.21	-4.28	-2.90	-16.62
4	-1.640	11.60	-34.20	-8.19	-6.07	-0.13	-34.20
5	-2.400	22.14	-45.24	-1.87	1.66	16.27	-45.24
6	-2.900	28.84	-44.24	-22.42	-9.28	3.38	-44.24
7	-3.140	32.16	-40.92	-29.37	-11.61	-0.32	-40.92
8	-3.740	39.88	-25.88	-37.87	-8.57	-1.83	39.88
9	-4.300	39.82	-13.94	-35.87	4.20	8.47	39.82
10	-4.800	35.17	-5.67	-26.81	-12.04	-19.47	35.17
11	-5.140	30.33	-1.45	-17.42	-18.30	-31.69	-31.69
12	-5.440	25.26	0.87	-11.05	-20.31	-37.57	-37.57
13	-6.040	14.18	2.36	-3.09	-15.28	-33.52	-33.52
14	-6.640	4.97	1.65	0.29	-3.42	-13.53	-13.53
15	-7.640	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	39.88	-45.24	37.87	-20.31	-37.57	-45.24

Next Page

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:KN/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.90	3 -4.80	4 -6.64	5 -6.64	MAX.
2	-0.500	0.00	-41.45	-18.62	-16.76	-37.48	-41.45
5	-2.400	0.00	0.00	-65.92	-48.55	-61.80	-65.92
9	-4.300	0.00	0.00	0.00	-69.81	-96.99	-96.99
MAX.		0.00	-41.45	-65.92	-69.81	-96.99	-96.99

Next Page

IV. 굴착 주변의 지반침하 예측

굴착의 시공계획에 있어서는 굴착에 따른 주변지반의 변형을 추정하고 인접 건물에 대한 영향에 대하여 검토 하여야 하는데, 침하 추정 방법은 무수히 많으며 주장하는 학자에 따라서도 상당한 차이가 있다.
여기서는 Caspe의 방법(1966)에 의하여 다음과 같은 단계로 구하였다.

. 횡방향 벽의 처짐을 구한다.
. 처짐의 체적 Vs를 구한다.(평균단면적법 또는 Simpson의 제1공식 사용)
. 지반침하 영향거리(균열거리) D를 계산한다.
. 벽면에서의 지표면 침하 Sw를 계산한다.
. D로부터 벽까지 Si의 포물선 변화를 가정하여 잔존침하를 계산한다.
. 해체검토시, 콘크리트 벽체 및 슬래브가 시공된 구간은 콘크리트벽체 및 슬래브 시공전 단계까지의 최대변위를 최대값으로 적용한다

1) 토류벽의 횡방향 변위량

절 점 번 호	Elevation (m)	변 위 량 (mm)	절 점 번 호	Elevation (m)	변 위 량 (mm)
1	0.000	5.23853	2	-0.500	5.06404
3	-1.000	4.88781	4	-1.640	4.62164
5	-2.400	4.21512	6	-2.900	3.89904
7	-3.140	3.72759	8	-3.740	3.23845
9	-4.300	2.72841	10	-4.800	2.25754
11	-5.140	1.93106	12	-5.440	1.63943
13	-6.040	1.04952	14	-6.640	0.94500

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = 0.02254 ㎥/m

3) 굴 착 폭 (B) 및 굴 착 심 도 (Hw)

B = 14.0 m , Hw = 6.6 m

Next Page

4) 굴 착 거 리 (Ht)

평균 내부마찰각 $ = 28.67 도
Hp = 0.5 x B x tan (45 + $/2)
= 0.5 x 14.0 x tan (45 + 28.67 /2) = 11.80 m
Ht = Hp + Hw = 11.80 m + 6.64 m = 18.44 m

5) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan (45 - $/2)
= 18.44 m x tan (45 - 28.67 /2) = 10.94 m

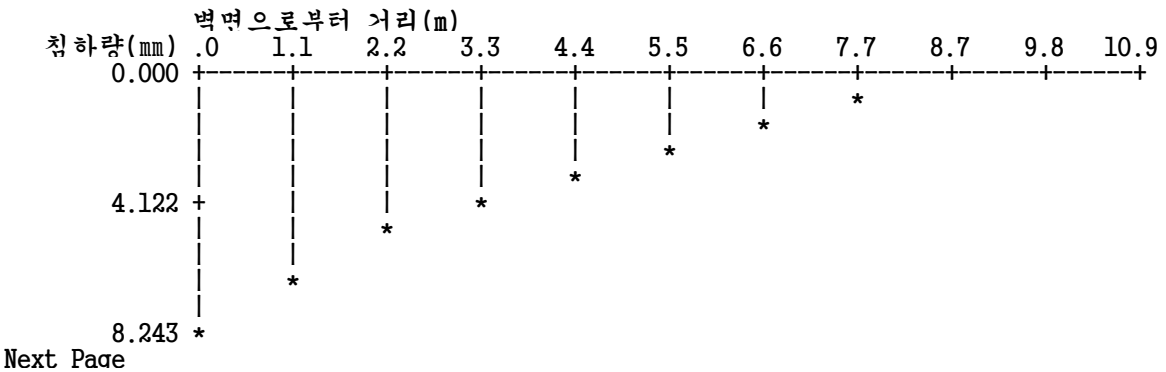
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x 0.02254/ 10.94
= 0.008243 m = 8.243 mm

7) 거리별 침하량 (Si) 및 절점간 침하구배

Si = Sw x ((D - Xi)/D)**2 = 0.824 x ((10.94 - Xi)/ 10.94)**2

절점 NO.	거 리 Xi(m)	침 하 량 Si(mm)	절점간 부등침하 부등침하량	구 배	절점 NO.	거 리 Xi(m)	침 하 량 Si(mm)	절점간 부등침하 부등침하량	구 배
1	0.000	8.24347	0.000	1/ 0	2	1.094	6.67721	0.157	1/ 698
3	2.187	5.27582	0.140	1/ 780	4	3.281	4.03930	0.124	1/ 885
5	4.375	2.96765	0.107	1/1021	6	5.469	2.06087	0.091	1/1206
7	6.562	1.31895	0.074	1/1474	8	7.656	0.74191	0.058	1/1895
9	8.750	0.32974	0.041	1/2654	10	9.844	0.08243	0.025	1/4423
11	10.937	0.00000	0.082	1/9999					



Next Page

V . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod 및 Strut등)의 설 계

V-1 . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod & Strut)의 축력 계산

1) 각 굴착 단계별 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:KN/m/M)

버팀대 번 호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.90	3 -4.80	4 -6.64	5 -6.64	MAX.
1	-0.500	0.00	4.14	1.86	1.68	3.75	4.14
2	-2.400	0.00	0.00	6.59	4.85	6.18	6.59
3	-4.300	0.00	0.00	0.00	6.98	9.70	9.70
MAX.		0.00	41.45	65.92	69.81	96.99	96.99

Next Page

2) 각 버팀보의 설계축력(T) 계산

i단째의 버팀보 위치에 있어서 설계축력(T)는 다음식으로 구한다.

축 력(T) = 반 력(F) x 버팀보 설치간격 / Cos(설치각도)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 1] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 41.445 x 2.200 / COS(52.5) = 149.779 (KN)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 2] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 65.917 x 2.200 / COS(52.5) = 238.217 (KN)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 3] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 96.987 x 2.200 / COS(52.5) = 350.499 (KN)

○ Strut 의 최대축력
NO. 3 : Tmax = 350.499 KN/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계
==========

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 3
Tmax = 350.499 (KN)
. 온도차에 의한 축력 = 120.000 (KN)
. Strut 의 규 격 : H-250X250X9X14
. 탄 성 계 수 (E) = 0.210E+06 (MPA)
. 단 면 적 (A) = 9218.000 (㎟)
. 단 면 계 수 (Zx) = 867000.000 (㎟)
. 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 108.000 (mm)
약축방향(Ry) = 62.900 (mm)
. Strut 의 자 중 (Wd) = 5.000 (KN)

(1) f(c). f(b) 계 산
설계축력 (T) = 470.499 (KN)
설계휨모멘트 = WdxLxL/8 = 5.000x 4.680**2/8.0 = 13.689 (KN.m)
f(c) = N x 1000 / A = 470.499 x 1000 / 9218.000 = 51.041 (N/㎟)
f(b) = M x 1000000 / Zx = 13.689 x 1000000 / 867000.000 = 15.789 (N/㎟)

(2) L1/Rx. L2/Ry. L2/B 계 산
L1/Rx = 468.000 / 10.800 = 43.333 . L2/Ry = 351.000 / 6.290 = 55.803
L2/B = 351.000 / 25.000 = 14.040

(3) 강 축 방 향 검 토 (Rx)
0. f(cax). f(cao). f(eax) 계 산
f(cao) = 1.5 x 140.0 x1.00 = 210.0 (MPA)
20 < L/R < 93 ;
f(Cax) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
= (210 - 1.3 (43.33- 20)) x 1.00 = 179.667 N/㎟
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (43.333 x 43.333) = 958.580 N/㎟
0. 응 력 검 토
f(c) f(b)
F = --------- + ----------------------------
f(cax) f(cao)x[1-f(c)/f(eax)]
= 51.04/ 179.67 + 15.79/ 210.00(1.0- 51.04/ 958.58)
= 0.28 + 0.08 = 0.36
따 라 서 . F = 0.364 < 1.0 O.K

(4) 약 축 방 향 검 토 (Ry)
0. f(cay). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ; f(bax) = (210-3.6x(L/B-4.5))x1.00 = 175.7 (MPA)
20 < L/R < 93 ;
f(Cay) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
= (210 - 1.3 (55.80- 20)) x 1.00 = 163.456 N/㎟
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (55.803 x 55.803) = 578.042 N/㎟
0. 응 력 검 토
f(c) f(b)
F = --------- + ----------------------------
f(cay) f(bax)x[1-f(c)/f(eax)]
= 51.04/ 163.46 + 15.79/ 175.66(1.0- 51.04/ 578.04)
= 0.31 + 0.10 = 0.41
따 라 서 . F = 0.411 < 1.0 O.K

Next Page

2) 각 단의 STRUT CHECK

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	설계축력 (KN/개소)	f(c) (MPA)	f(b) (MPA)	안 전 율 강축	안 전 율 약축	C H E C K 강축	C H E C K 약축
1	-0.500	H-250X250X9X14@1	149.779	29.267	15.789	0.24	0.27	O.K	O.K
2	-2.400	H-250X250X9X14@1	238.217	38.861	15.789	0.29	0.33	O.K	O.K
3	-4.300	H-250X250X9X14@1	350.499	51.041	15.789	0.36	0.41	O.K	O.K

Next Page

VI. 엄지말뚝(H-PILE등)의 휨 모멘트와 전단력 검토

VI-1. 엄지말뚝(H-Pile등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) = 210000.00 (MPA)
* 단 면 적 (A) = 17320.000 (㎟)
* 단 면 2 차 모 멘 트(IX) = 324000000.0 (mm^4)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800000.00 (㎣)
* 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 75.600 (mm)
약축방향(Ry) = 28.500 (mm)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중 = 0.000 (KN)
* 엄지말뚝의 설 치 간 격 = 0.60 (m)

1) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(1) f(c), f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 45.237 x 0.600 = 27.142 (KN-m) [at Nodal point No. 5 : Step 2]
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 17320.000 = 0.000 (N/㎟)
f(b) = M x 1000000 / Zx = 27.142 x 1000000 / 1800000.000 = 15.079 (N/㎟)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계 산
L/B = 190.000 / 60.000 = 3.167 . L/Rx = 190.000 / 7.560 = 25.132

소 요 단 면 계 수 Zx = Max. M / f(BA)
= 27.142 x 1.0E+6 / 270.0
= 100527.734 (㎣)

강널말뚝간의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 할증하여야 한다. 따라서,

소 요 단 면 계 수 Zx = 100527.7 / 0.6 = 167546.2

따 라 서 . 167.546 < 1800.000 O.K

2) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 67.065 x 0.600 = 40.239 (KN)

전 단 강 도 = Smax / Aw
= 40.239 x 1000 / 17320.000
= 2.323 (N/㎟)

따 라 서 . 2.323 < 150.000 O.K

Next Page

VII. 띠 장 (WALE) 의 응 력 검 토
==========

1) 최대축력 작용지점의 WALE CHECK . 띠장의 종류 : 연 속 보
. 최대축력 버팀보 NO. = 3 . . Wale 의 규 격 = H-250X250X9X14
. 상 부 거 리 (X1) = 0.000 (mm) . . 하 부 거 리 (X2) = 0.000 (mm)
. 단 면 적 (A) = 9218.000 (㎟) . . 단 면 계 수 (Zx) = 867000.000 (㎣)
. 단 면 2 차 반 경 Rx = 108.000 (mm) . Ry = 62.900 (mm)

(1) 작 용 하 중 (Pmax) 및 축 력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
버팀보에 작용하는 최대축력 = 350.499 KN/ea
작용하중 = T x COS(@) / L = 350.499 x COS(52.50) / 2.200 = 96.987 KN/m
축력계산 = P x L1 - P x Tan($) x L2
= 96.987 x 3.150 - 96.987 x 0.000 x 0.000 = 305.508 (KN)

(2) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c), f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 96.987 x 2.200 x 2.200 / 10.000 = 46.941 KN-m
f(c) = N x 1000 / A = 305.508 x 1000 / 9218.000 = 3.314 (N/㎟)
f(b) = M x 100000 / Zx = 46.941 x 1000000 / 867000.000 = 54.142 (N/㎟)

(나) L1/Rx, L2/Ry, L2/B 계 산
L1/Rx = 220.000 / 10.800 = 20.370 . L2/Ry = 220.000 / 6.290 = 34.976
L2/B = 220.000 / 25.000 = 8.800

(다) 강 축 방 향 검 토 (수 평 방 향 , Rx)
0. f(cax), f(cao), f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(cao) = (210 - 3.6 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 194.5 (N/㎟)
20 < L/R < 93 ;
f(Cax) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
= (210 - 1.3 (20.37- 20)) x 1.00 = 209.519 N/㎟
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (20.370 x 20.370) = 4337.851 N/㎟
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)\times[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 33.14/ 209.52 + 54.14/ 194.52(1.0- 33.14/ 4337.85)
= 0.16 + 0.28 = 0.44
따 라 서 . F = 0.439 < 1.0 O.K

(라) 약 축 방 향 검 토 (수 직 방 향 , Ry)
0. f(cay), f(bax), f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(bax) = (210 - 3.6 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 194.5 (N/㎟)
20 < L/R < 93 ;
f(Cay) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
= (210 - 1.3 (34.98- 20)) x 1.00 = 190.531 N/㎟
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (34.976 x 34.976) = 1471.392 N/㎟
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cay)} + \frac{f(b)}{f(bax)\times[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 33.14/ 190.53 + 54.14/ 194.52(1.0- 33.14/ 1471.39)
= 0.17 + 0.28 = 0.46
따 라 서 . F = 0.459 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 96.987 x 2.200 x (6.00/ 10.00) = 128.022 (KN)
Aw = T1 x (H - T2 x 2) x 0.01
= 90.0 x 2220.0 x 0.01 = 1998.000 (㎟)
전 단 강 도 = Max. S / Aw = 128.022 x 1000 /1998.000 = 64.075 (N/㎟)

따 라 서 . 64.075 N/㎟ < 120.000 N/㎟ O.K.

2) 각 단 띠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	작용하중 (KN/m)	단 면 력 M(KN-m)	N(KN)	전단강도 S(KN)	(N/㎟)	휨안전율 강축	약축
1	-0.50	H-250X250X9X14@1	41.45	20.06	130.55	54.71	27.38	0.19	0.19
2	-2.40	H-250X250X9X14@1	65.92	31.90	207.64	87.01	43.55	0.30	0.31
3	-4.30	H-250X250X9X14@1	96.99	46.94	305.51	128.02	64.08	0.44	0.46

THE END