계약번호	제2012-2-303-201201-00호
문서번호	

자 료 번 호	
개 정 번 호	Rev.0(2015.4)

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구(시공10공구) 노반 기본 및 실시설계

구 조 계 산 서 (20/20)

제 출 목 적	
	기 성 신 청
	검 토/ 승 인
	설 계 변 경
	기본설계 준 공
○	실시설계 준 공
	시 공 준 공
	기 타 설 계 용

2015. 4.

확인	작 성 자	검 토 자	승 인 자
	이정선	임철수	최석운

한국철도시설공단 KOREA RAIL NETWORK AUTHORITY

시현기술단 SEOHYUN ENGINEERING

seoyeong |주|서영엔지니어링

주식회사 동명기술공단

sunjin ENGINEERING & ARCHITECTURE

(주)선구엔지니어링 SunKoo Engineering

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

C·O·N·T·E·N·T·S

구조계산서 1권

제1장 탑 리 제 1 교

1. 탑리제1교 ····· 1
1.1 상부공 ····· 3
1.1.1 PRECOM ····· 5
1.2 교대공 ····· 219
1.2.1 A1 ····· 221
1.2.2 A2 ····· 297
1.3 교각공 ····· 373
1.3.1 P1(P2) ····· 375
1.4 내진해석 ····· 489
1.5 가시설공 ····· 511
1.5.1 A1 버팀보 사보강 ····· 513
1.5.2 P1 버팀보 사보강 ····· 537
1.5.3 P2 버팀보 사보강 ····· 561
1.5.4 A2 버팀보 사보강 ····· 585

구조계산서 2권

제2장 탑 리 제 2 교

2. 탑리제2교 ····· 1
2.1 상부공 ····· 3
2.1.1 PSC ····· 5
2.2 교대공 ····· 131
2.2.1 A1 ····· 133
2.2.2 A2 ····· 227
2.3 교각공 ····· 321
2.3.1 P1(P2) ····· 323
2.3.2 P4(P3) ····· 437
2.4 내진해석 ····· 551
2.5 가시설공 ····· 571
2.5.1 P1,P2 버팀보 사보강 ····· 573

구조계산서 3권

제3장 탑 리 제 3 교

3. 탑리제3교 ····· 1
3.1 라멘공 ····· 3
3.2 옹벽공 ····· 369
3.2.1 A1(H=5.5m) 좌우측 ····· 371
3.2.2 A2(H=3.5m) 좌측 ····· 391
3.2.3 A2(H=3.0m) 우측 ····· 411
3.3 가시설공 ····· 431
3.3.1 A1 버팀보 ····· 433
3.3.2 A1 버팀보 사보강 ····· 457
3.3.3 A2 버팀보 ····· 481
3.3.4 A2 버팀보 사보강 ····· 505

구조계산서 4권

제4장 탑 리 제 4 교

4. 탑리제4교 ····· 1
4.1 상부공 ····· 3
4.1.1 WPC ····· 5
4.2 교대공 ····· 97
4.2.1 A1 ····· 99
4.2.2 A2 ····· 193
4.3 옹벽공 ····· 287
4.3.1 A1,A2(H=4.0m) ····· 289

제5장 산 운 교

5. 산운교 ····· 309
5.1 상부공 ····· 311
5.1.1 PSC ····· 313
5.1.2 SCP ····· 439

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

C·O·N·T·E·N·T·S

구조계산서 5권

5.2 교대공 ····· 3
5.2.1 A1 ····· 5
5.2.2 A2 ····· 81
5.3 교각공 ····· 157
5.3.1 P1 ····· 159
5.3.2 P3(P2~P4) ····· 271
5.3.3 P5 ····· 383
5.3.4 P6 ····· 495

구조계산서 6권

5.4 내진해석 ····· 3
5.5 가시설공 ····· 23
5.5.1 P1~P3,P5 버팀보 사보강 ····· 25
5.5.2 P4 버팀보 사보강 ····· 49

제6장 순 호 교

6. 순호교 ····· 73
6.1 상부공 ····· 75
6.1.1 PSC ····· 77
6.1.2 PSC-e ····· 203
6.2 교대공 ····· 383
6.2.1 A1 ····· 385
6.2.2 A2 ····· 461

구조계산서 7권

6.3 교각공 ····· 3
6.3.1 P2 ····· 5
6.3.1 P3(P4) ····· 119
6.3.1 P5(P1) ····· 233
6.4 내진해석 ····· 347
6.5 가시설공 ····· 367
6.5.1 P1,P2 버팀보 사보강 ····· 369
6.5.2 P5 버팀보 사보강 ····· 393

제7장 수 북 교

7. 수북교 ····· 417
7.1 상부공 ····· 419
7.1.1 PSC ····· 421

구조계산서 8권

7.2 교대공 ····· 3
7.2.1 A1 ····· 5
7.2.2 A2 ····· 81
7.3 교각공 ····· 157
7.3.1 P2(P1) ····· 159
7.4 내진해석 ····· 273
7.5 가시설공 ····· 293
7.5.1 P2 버팀보 사보강 ····· 295

제8장 파 전 제 1 교

8. 파전제1교 ····· 319
8.1 상부공 ····· 321
8.1.1 IPC ····· 323
8.1.2 RPF ····· 449

구조계산서 9권

8.1.3 PSC ····· 3
8.2 교대공 ····· 129
8.2.1 A1 ····· 131
8.2.2 A2 ····· 225
8.3 교각공 ····· 319
8.3.1 P2 ····· 321
8.3.1 P3(P1) ····· 433

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

C·O·N·T·E·N·T·S

구조계산서 10권

8.3.1 P4 ····3
8.3.1 P5 ····115
8.3.1 P6 ····227
8.4 내진해석 ····339
8.5 가시설공 ····359
8.5.1 P1,P2 버팀보 사보강 ····361
8.5.2 P3 버팀보 사보강 ····385
8.5.3 P4,P6 버팀보 사보강 ····409
8.5.4 P6 버팀보 사보강 ····433

구조계산서 11권

제9장 파 전 제 2 교

9. 파전제2교 ····1
9.1 상부공 ····3
9.1.1 PSC ····5
9.1.2 RPF ····131
9.2 교대공 ····289
9.2.1 A1 ····291
9.2.2 A2 ····385
9.3 교각공 ····479
9.3.1 P1 ····481

구조계산서 12권

9.3.2 P2 ····3
9.4 내진해석 ····115
9.5 가시설공 ····135
9.5.1 P1,P2 버팀보 사보강 ····137

제10장 파 전 제 3 교

10. 파전제3교 ····161
10.1 상부공 ····163
10.1.1 PSC(S1~S3) ····165
10.1.2 PSC(S4~S5,S7~S8) ····287

구조계산서 13권

10.1.3 RPF ····3
10.2 교대공 ····123
10.2.1 A1 ····125
10.2.2 A2 ····221
10.3 교각공 ····317
10.3.1 P1(P2) ····319
10.3.2 P3 ····419
10.3.3 P5 ····517

구조계산서 14권

10.3.4 P6 ····3
10.3.5 P7(P4) ····105
10.4 내진해석 ····205
10.5 가시설공 ····233
10.5.1 P4 버팀보 ····235
10.5.2 P4 버팀보 사보강 ····259
10.5.3 P5 버팀보 ····283
10.5.4 P5 버팀보 사보강 ····307
10.5.5 P7 버팀보 ····331
10.5.6 P7 버팀보 사보강 ····355

제11장 교 량 기 초

11. 교량기초 ····379
11.1 직접기초 연직지지력, 연직침하량(풍화대) ····381

구조계산서 15권

11.2 직접기초 연직지지력, 연직침하량(연 · 경암) ····3

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

C·O·N·T·E·N·T·S

11.3 말뚝기초 연직지지력, 연직침하량(풍화대) ……221
11.4 말뚝기초 연직지지력, 연직침하량(연 · 경암) …241
11.5 말뚝기초 수평지지력, 수평변위 ……285
11.6 교대 활동 검토 ……451

구조계산서 16권

제12장 구 교

12.1 학미 제3 ……3
12.2 학미 제4 ……147
12.3 탑리 제1 ……239
12.4 탑리 제2 ……331
12.5 탑리 제3 ……435

구조계산서 17권

12.6 탑리 제4 ……3
12.7 탑리 제5 ……117
12.8 탑리 제6 ……221
12.9 탑리 제7 ……335
12.10 산운 제1 ……439
12.11 산운 제2 ……553

구조계산서 18권

12.12 산운 제3 ……3
12.13 산운 제4 ……95
12.14 산운 제5 ……187
12.15 순호 제1 ……301
12.16 순호 제2 ……415

구조계산서 19권

12.17 파전 제1 ……3
12.18 파전 제2 ……117
12.19 파전 제3 ……231
12.20 파전 제4 ……345
12.21 파전 제5 ……459

구조계산서 20권

제13장 B(함)

13.1 B(함)산운제1 ……3
13.2 B(함)산운제2 ……299
13.3 B(함)산운제3~5 ……385
13.4 B(함)파전 ……471
13.5 B(함)연계, 탑리 ……631

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구(시공10공구)

노반 기본 및 실시설계

구 조 계 산 서 (20/20)

자료번호 :

개 정 현 황					
00	2015.4	실시설계 준공	이정선	임철수	최석운
개정 번호	일 자	개 정 사 유	작 성	검 토	승 인

제13장 B(함)

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

13.1 B (함) 산 운 제 1
13.2 B (함) 산 운 제 2
13.3 B (함) 산 운 제 3 ~ 5
13.4 B (함) 파 전
13.5 B (함) 연 계 , 탑 리

B(함) 7.8(2련) X 5.3 – 산운제1

- 7.8 x 5.3 x 1
- 토피 = 1.075m

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. 평형날개벽

1. 설계 조건

1) 구조물명 : B (함) 산운제1

2) 구조형식 : 철근 콘크리트 구조

3) 설계하중 : KRL-2012 표준열차하중

4) 재료중량

- 철근 콘크리트(γ_c)	=	24.5	kN/m^3
- 포 장(γ_{asp})	=	23.0	kN/m^3
- 자갈 도상(γg)	=	19.0	kN/m^3
- 뒷채움 토사(γ_t)	=	19.0	kN/m^3
- 뒷채움 토사(γ_{sub})	=	10.0	kN/m^3
- 지하수(γ_w)	=	10.0	kN/m^3

5) 사용재료의 성질

- 콘크리트 설계기준 강도(fck)	=	30.0	MPa
- 콘크리트 탄성계수(Ec)	=	28577	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) : 90.00 ° 연 장 (L) : 54.00 m

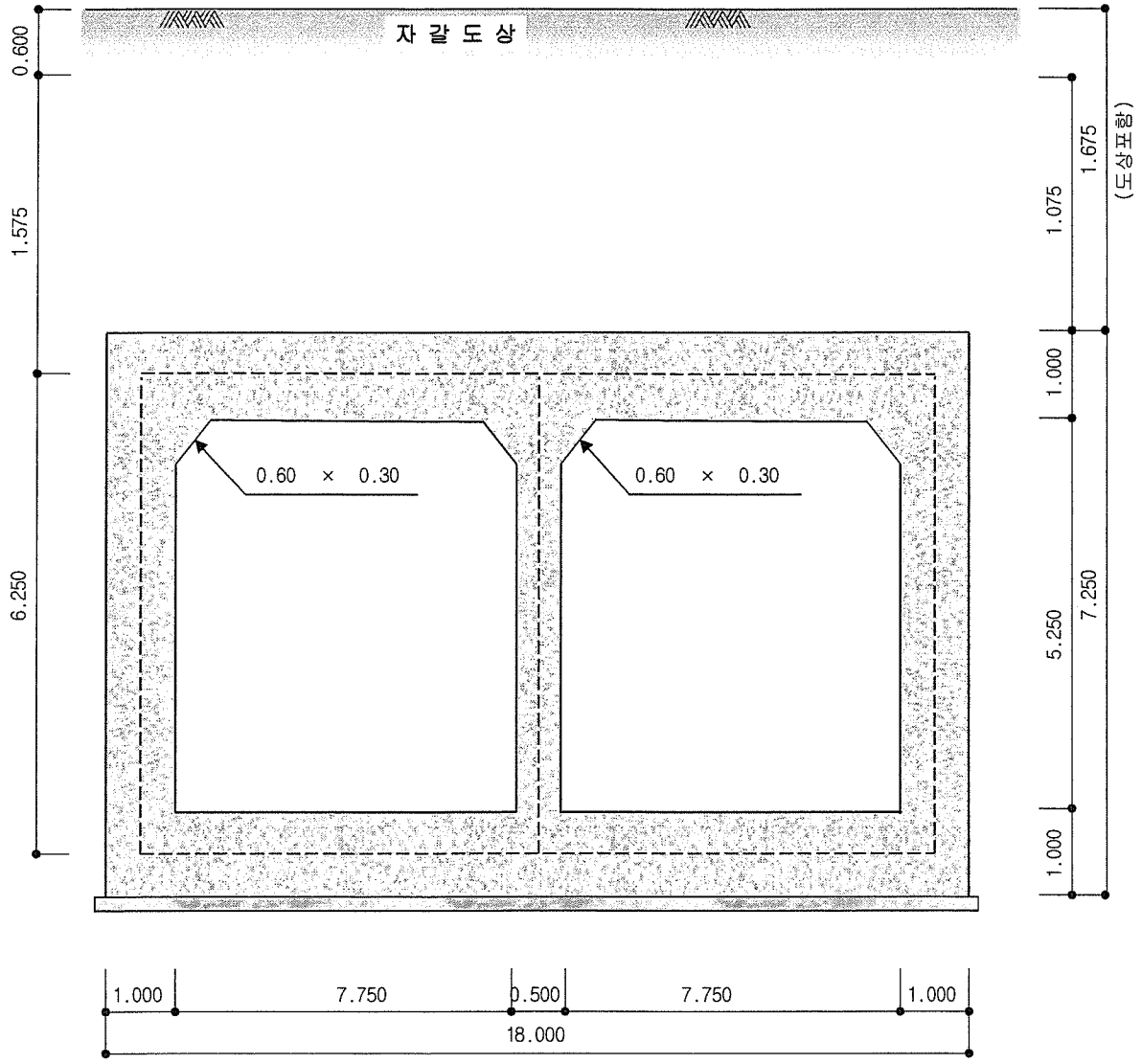
9) 설계방법

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

10) 참고문헌

- 철도설계기준(노반편), 국토해양부, 2011
- 철도설계기준(노반편) 개정(안), 2013
- 콘크리트 구조설계기준해설, 한국콘크리트 학회, 2007

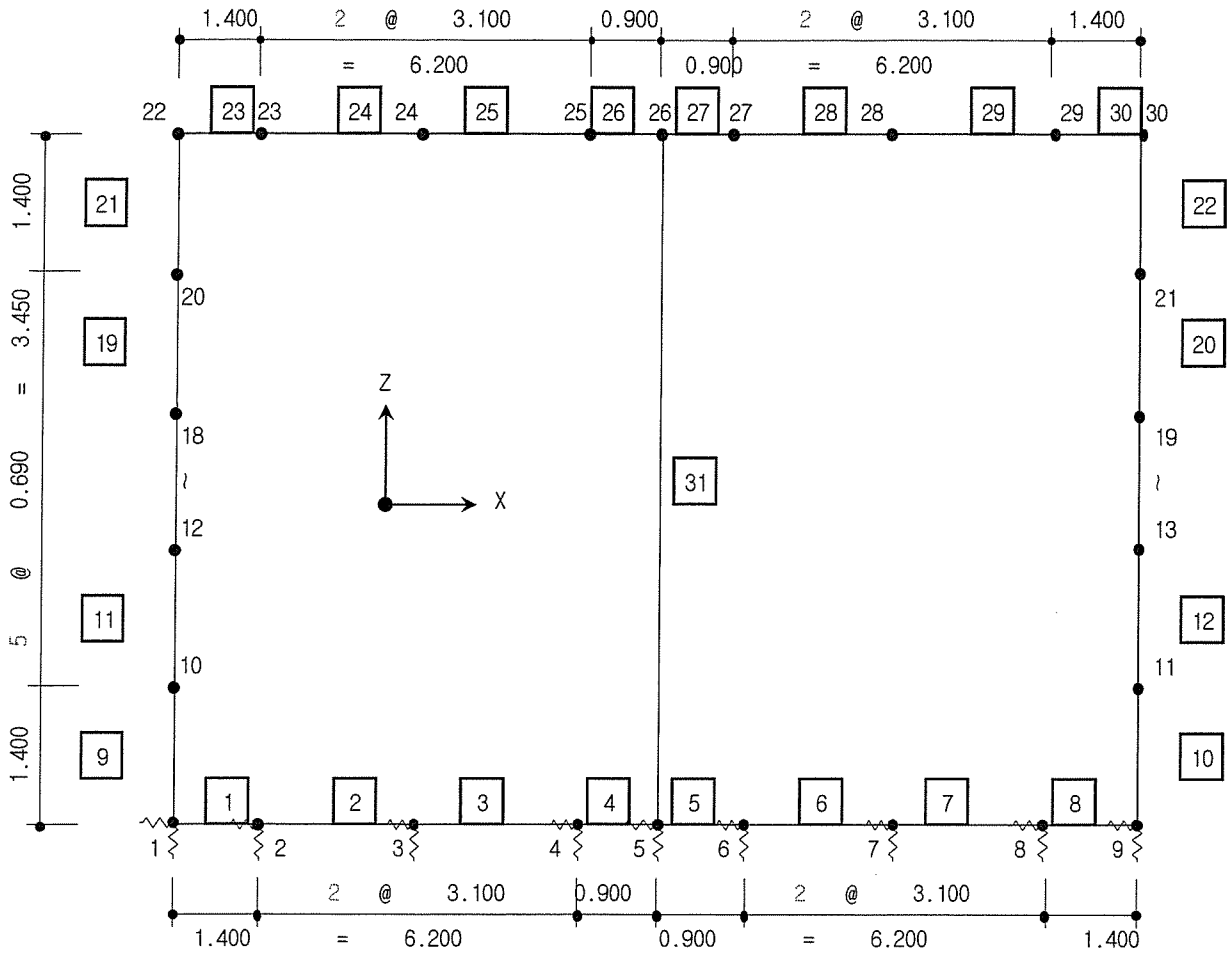
2. 단면 가정



※ 유효경간

Skew =	90.0	°					
Ln =	17.000	m					
Ls =	17.000	m					
Ls/B =	17.000	/	18.000	=	0.944	<	1.500
L =	17.000	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	17.000	0.000	2.090
2	1.400	0.000	0.000	14	0.000	0.000	2.780
3	4.500	0.000	0.000	15	17.000	0.000	2.780
4	7.600	0.000	0.000	16	0.000	0.000	3.470
5	8.500	0.000	0.000	17	17.000	0.000	3.470
6	9.400	0.000	0.000	18	0.000	0.000	4.160
7	12.500	0.000	0.000	19	17.000	0.000	4.160
8	15.600	0.000	0.000	20	0.000	0.000	4.850
9	17.000	0.000	0.000	21	17.000	0.000	4.850
10	0.000	0.000	1.400	22	0.000	0.000	6.250
11	17.000	0.000	1.400	23	1.400	0.000	6.250
12	0.000	0.000	2.090	24	4.500	0.000	6.250

Joint	좌 표			Joint	좌 표		
	X	Y	Z		X	Y	Z
25	7.600	0.000	6.250	28	12.500	0.000	6.250
26	8.500	0.000	6.250	29	15.600	0.000	6.250
27	9.400	0.000	6.250	30	17.000	0.000	6.250

2) 경계 조건

joint	spring계수 (kN/m²)		joint	spring계수 (kN/m²)	
	z방향(수직)	x방향(수평)		z방향(수직)	x방향(수평)
1 , 9	10846		4 , 6	18076	
2 , 8	20335		5	16268	
3 , 7	28018				

3) 단면제원

Element	두께	폭	비 고
23 ~ 30	1.000	1.000	상부슬래브
1 ~ 8	1.000	1.000	하부슬래브
9 ~ 22	1.000	1.000	외 측 벽 체
31	0.500	1.000	내 측 벽 체

4) 강역설정

(1) 강역설정기준(콘크리트구조설계기준 2007)

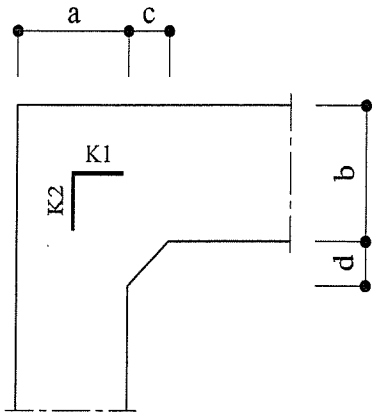
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

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

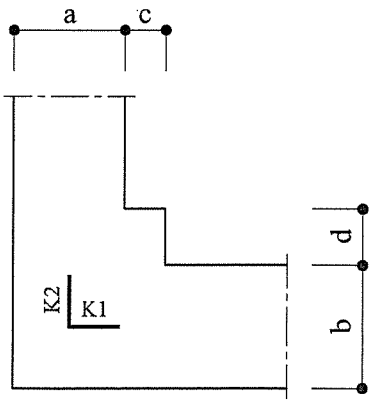


a = 1000 mm c = 600 mm
b = 1000 mm d = 300 mm
K1 = 100 mm K2 = 550 mm

- 절점 26

a = 500 mm c = 600 mm
b = 1000 mm d = 300 mm
K1 = -150 mm K2 = 675 mm

- 절점 1 , 9



a = 1000 mm c = 0 mm
b = 1000 mm d = 0 mm
K1 = 250 mm K2 = 250 mm

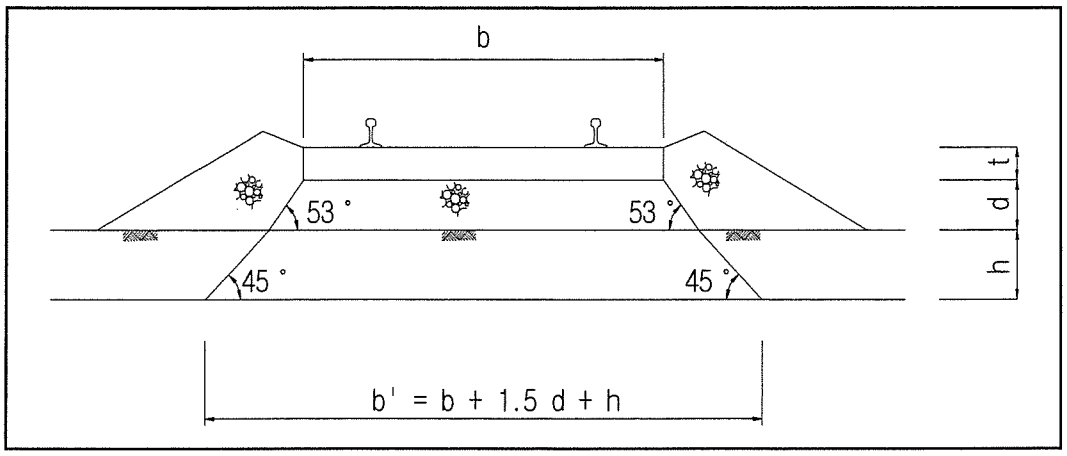
- 절점 5

a = 500 mm c = 0 mm
b = 1000 mm d = 0 mm
K1 = 0 mm K2 = 375 mm

4. 하중산정

4.1 상시

1) 고정하중(지하수 無)



① 하중 분포폭 산정 (b')

He ≥ 0.5 m

여기서, h : 시공기면에서의 토피고(m : 1.075 m

d : 침목하면의 도상두께(m) : 0.400 m

b : 침목길이(m) : 2.400 m

t : 침목두께(m) : 0.200 m

∴ b' = 2.400 + 1.5 × 0.400 + 1.075 = 4.075 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 / 4.075 = 1.472 kN/㎡

④ 도상 (q_2)

자갈 = 0.600 × 19.000 × 1.3 (보선작업 고려 30% 할증) = 14.820 kN/㎡

⑤ 복토하중 (q_3) = 19.000 × 1.075 = 20.425 kN/㎡

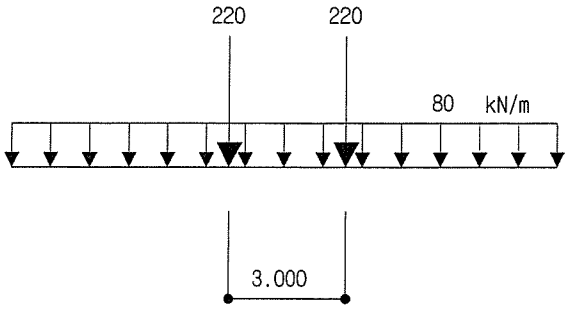
∴ 상부구조 작용하중 $q_1 + q_2 + q_3$ = 1.472 + 14.820 + 20.425 = 36.717 kN/㎡

∴ 하부구조 작용하중 q_4

포 장	0.213	×	23.000	=	4.888 kN/㎡
보도포장	0.380	×	16.000	=	6.080 kN/㎡
휀스 및 경계석				=	1.000 kN/m

2) 활하중

KRL-2012 표준열차하중 적용



① 활하중 산정

$$W_{L1} = \frac{2P}{a \times b'} = \frac{2\times 220}{3.000 \times 4.075} = 35.992 \quad kN/m^2$$

$$W_{L2} = \frac{2w}{b'} = \frac{2\times 80}{4.075} = 39.264 \quad kN/m^2$$

$$\therefore WL = 75.256 \quad kN/m^2$$

② 충격계수

1) 단선 (i_0) (철도설계기준 노반편(2011) 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.

* 복선을 지지하는 부재의 충격은 두궤도의 전 충격으로 한다.

지 간 L (m) = 17.000 m

따라서 i_0 = 0.388 (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 = 1.675 m i = 0.213

W_L = 75.256 ×(1 + 0.213) = 91.315 kN/m²

③ 활하중에 의한 측압 (충격비고려)

W_{LH} = 75.256 × 0.4 = 30.102 kN/m²

3) 토 압

- 지하수가 없는 경우 작용 토압

q_1 = 0.426 ×(16.292 + 19.000 × 1.575) = 19.688 kN/㎡

q_2 = 19.688 + 0.426 ×(19.000 × 1.400) = 31.020 kN/㎡

q_3 = 31.020 + 0.426 ×(19.000 × 0.690) = 36.605 kN/㎡

q_4 = 36.605 + 0.426 ×(19.000 × 0.690) = 42.190 kN/㎡

q_5 = 42.190 + 0.426 ×(19.000 × 0.690) = 47.775 kN/㎡

q_6 = 47.775 + 0.426 ×(19.000 × 0.690) = 53.360 kN/㎡

q_7 = 53.360 + 0.426 ×(19.000 × 0.690) = 58.945 kN/㎡

q_8 = 58.945 + 0.426 ×(19.000 × 1.400) = 70.277 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 × 10.0 = 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 = ±10℃

상부슬래브의 두께가 700mm 미만인 경우 t_0 = ±15℃

토피고 H > 1.0m 이므로 온도변화는 고려하지 않는다.

5) 건조수축

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

건조수축에 의한 온도하중은 시공중 발생하는 하중으로 단면이 모두 구속되있을 때 발생한다.

따라서, 고려되는 부분은 상부 슬래브타설시이므로 하중은 상부슬래브에만 재하시킨다.

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 1.68 m 이므로 장대레일 하중을 무시한다.

H_r = 0.000 × 4 / 4.075 = 0.000 kN/㎡

7) 상시 지반반력 계수

지지 지반 N치 = 20

Eo = 2800 × N = 2800 × 20 = 56000

Kvo = 1 / 0.3 x α x Eo = 1 / 0.3 × 1 x 56000 = 186666.67

Bv = √ Av = √ (17.000 × 17.000) = 17.000

Kv = Kvo (Bv/0.3)^-3/4 = 9038 kN/㎥

9038 × (1.000 / 2 + 1.400 / 2) = 10846 kN/㎡ - 저판 단부 스프링

9038 × (1.400 / 2 + 3.100 / 2) = 20335 kN/㎡ - 저판 전단검토위치

9038 × (3.100 / 2 + 3.100 / 2) = 28018 kN/㎡ - 저판 중앙부 스프링

9038 × (3.100 / 2 + 0.900 / 2) = 18076 kN/㎡ - 저판 전단검토위치

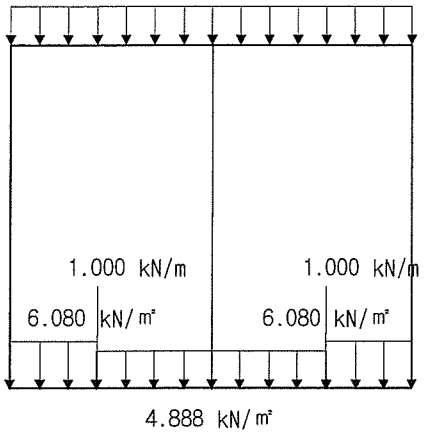
18076 × (0.900 / 2 + 0.900 / 2) = 16268 kN/㎡ - 내측벽체위치

5. 하중재하도

(1) 상시

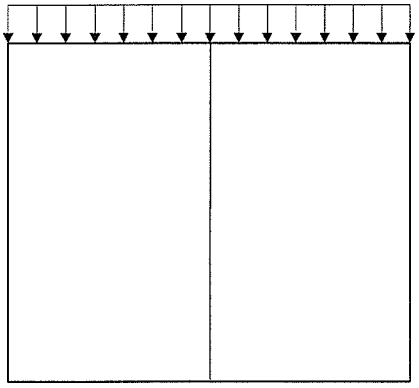
① 고정하중

W_D = 36.717 kN/㎡



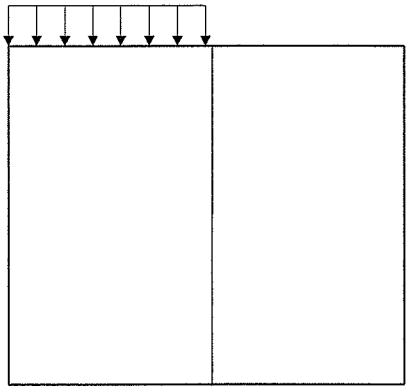
② 활하중(만재하)

W_L = 91.315 kN/㎡



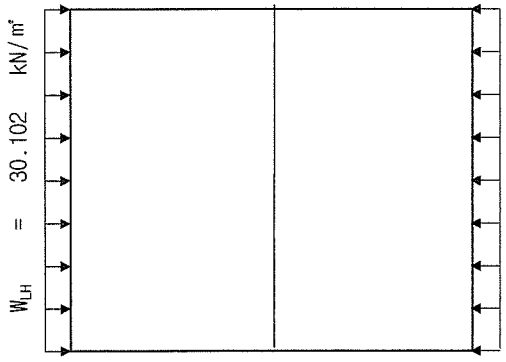
③ 활하중(편재하)

W_L = 91.315 kN/㎡



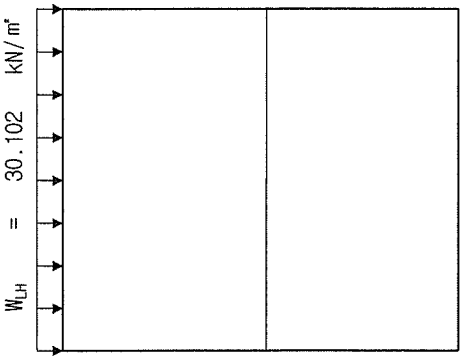
④ 활하중에 의한 수평토압(만재하)

W_{LH} = 30.102 kN/㎡

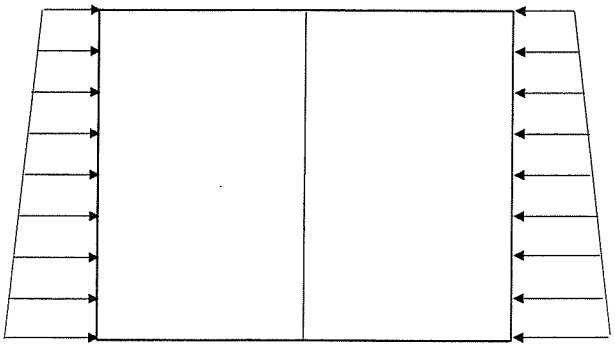


⑤ 활하중에 의한 수평토압(편재하)

W_{LH} = 30.102 kN/㎡



⑥ 수평토압(지하수 없는 경우)



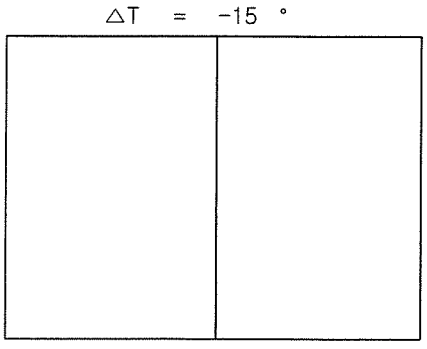
q_1 = 19.688 kN/㎡

q_7 = 70.277 kN/㎡

⑦ 온도하중

△T = 0 °

⑧ 건조수축



⑨ 장대레일 종하중

Hr = 0.000 kN/m²

6. 하중계수 및 하중조합

6.1 상시

1) 극한하중 검토시

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

2) 사용하중 검토시

구분	고정하중	활하중		활하중 측압		수평토압	온도하중		건조수축	장대레일	비고
				양측재하	편측재하	지하수無					
		전경간	1/2	수평	수평	수평	온도상승	온도하강			
	LC1	LC2	LC3	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	
17	1.0	1.0		1.0		1.0					
18	1.0	1.0		0.5		0.5					
19	1.0		1.0		1.0	1.0					
20	1.0		1.0		0.5	0.5					
21	1.0	1.0		1.0		1.0	1.0			1.0	
22	1.0	1.0		0.5		0.5	1.0			1.0	
23	1.0	1.0		1.0		1.0		1.0	1.0	1.0	
24	1.0	1.0		0.5		0.5		1.0	1.0	1.0	
25	1.0		1.0		1.0	1.0	1.0			1.0	
26	1.0		1.0		0.5	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		0.5	0.5		1.0	1.0	1.0	
29	1.0					1.0					

7. INPUT DATA

7.1 상시

```
SYSTEM
  DOF=UX,UZ,RY  LENGTH=m  FORCE=kN  PAGE=SECTIONS

JOINT
  1  X=0  Y=0  Z=0
  2  X=1.4  Y=0  Z=0
  3  X=4.5  Y=0  Z=0
  4  X=7.6  Y=0  Z=0
  5  X=8.5  Y=0  Z=0
  6  X=9.4  Y=0  Z=0
  7  X=12.5  Y=0  Z=0
  8  X=15.6  Y=0  Z=0
  9  X=17  Y=0  Z=0
  10  X=0  Y=0  Z=1.4
  11  X=17  Y=0  Z=1.4
  12  X=0  Y=0  Z=2.09
  13  X=17  Y=0  Z=2.09
  14  X=0  Y=0  Z=2.78
  15  X=17  Y=0  Z=2.78
  16  X=0  Y=0  Z=3.47
  17  X=17  Y=0  Z=3.47
  18  X=0  Y=0  Z=4.16
  19  X=17  Y=0  Z=4.16
  20  X=0  Y=0  Z=4.85
  21  X=17  Y=0  Z=4.85
  22  X=0  Y=0  Z=6.25
  23  X=1.4  Y=0  Z=6.25
  24  X=4.5  Y=0  Z=6.25
  25  X=7.6  Y=0  Z=6.25
  26  X=8.5  Y=0  Z=6.25
  27  X=9.4  Y=0  Z=6.25
  28  X=12.5  Y=0  Z=6.25
  29  X=15.6  Y=0  Z=6.25
  30  X=17  Y=0  Z=6.25

PATTERN
  NAME=DEFAULT

SPRING
  ADD=1  U1=1E+10  U3=10846
  ADD=2  U3=20335
  ADD=3  U3=28018
  ADD=4  U3=18076
  ADD=5  U3=16268
  ADD=6  U3=18076
  ADD=7  U3=28018
  ADD=8  U3=20335
  ADD=9  U3=10846

MATERIAL
  NAME=STEEL  IDES=S  M=7.8271  W=76.8196
    T=0  E=2E+08  U=.3  A=.0000117  FY=248211.3
  NAME=CONC  IDES=C  M=2.498  W=24.5
    T=0  E=28577000  U=.18  A=.00001

FRAME SECTION
  NAME=TOPSLAB MAT=CONC SH=R T=1,1
  NAME=BOTSLAB MAT=CONC SH=R T=1,1
  NAME=WALL MAT=CONC SH=R T=1,1
  NAME=INWALL MAT=CONC SH=R T=0.5,1

FRAME
  1  J=1,2  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180  IOFF=0.25  RIGID=1
  2  J=2,3  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  3  J=3,4  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  4  J=4,5  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180  JOFF=0  RIGID=1
  5  J=5,6  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180  IOFF=0  RIGID=1
  6  J=6,7  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  7  J=7,8  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  8  J=8,9  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180  JOFF=0.25  RIGID=1
  9  J=1,10  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180  IOFF=0.25  RIGID=1
  10  J=9,11  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0  IOFF=0.25  RIGID=1
  11  J=10,12  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  12  J=11,13  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  13  J=12,14  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
```

```
  14  J=13,15  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  15  J=14,16  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  16  J=15,17  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  17  J=16,18  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  18  J=17,19  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  19  J=18,20  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  20  J=19,21  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  21  J=20,22  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180      JOFF=0.55  RIGID=1
  22  J=21,30  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0      JOFF=0.55  RIGID=1
  23  J=22,23  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0   IOFF=0.0999999999999999  RIGID=1
  24  J=23,24  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  25  J=24,25  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  26  J=25,26  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0   JOFF=-0.15  RIGID=1
  27  J=26,27  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0   IOFF=-0.15  RIGID=1
  28  J=27,28  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  29  J=28,29  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  30  J=29,30  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0    JOFF=0.0999999999999999  RIGID=1
  31  J=5,26  SEC=INWALL  NSEG=2  ANG=0     IOFF=0.375  JOFF=0.675  RIGID=1

LOAD
  NAME=LC1  SW=1 CSYS=0
    TYPE=CONCENTRATED SPAN
      ADD=2  RD=0.67741935483871  UZ=-1
      ADD=7  RD=0.32258064516129  UZ=-1
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-36.717,-36.717
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-36.717,-36.717
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-36.717,-36.717
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-36.717,-36.717
      ADD=27  RD=0,1  UZ=-36.717,-36.717
      ADD=28  RD=0,1  UZ=-36.717,-36.717
      ADD=29  RD=0,1  UZ=-36.717,-36.717
      ADD=30  RD=0,1  UZ=-36.717,-36.717
      ADD=1  RD=0,1  UZ=-6.08,-6.08
      ADD=2  RD=0,0.67741935483871  UZ=-6.08,-6.08
      ADD=2  RD=0.67741935483871,1  UZ=-4.8875,-4.8875
      ADD=3  RD=0,1  UZ=-4.8875,-4.8875
      ADD=4  RD=0,1  UZ=-4.8875,-4.8875
      ADD=5  RD=0,1  UZ=-4.8875,-4.8875
      ADD=6  RD=0,1  UZ=-4.8875,-4.8875
      ADD=7  RD=0,0.32258064516129  UZ=-4.8875,-4.8875
      ADD=7  RD=0.32258064516129,1  UZ=-6.08,-6.08
      ADD=8  RD=0,1  UZ=-6.08,-6.08
  NAME=LC2  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-91.315,-91.315
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-91.315,-91.315
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-91.315,-91.315
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-91.315,-91.315
      ADD=27  RD=0,1  UZ=-91.315,-91.315
      ADD=28  RD=0,1  UZ=-91.315,-91.315
      ADD=29  RD=0,1  UZ=-91.315,-91.315
      ADD=30  RD=0,1  UZ=-91.315,-91.315
  NAME=LC3  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-91.315,-91.315
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-91.315,-91.315
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-91.315,-91.315
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-91.315,-91.315
  NAME=LC4  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=21  RD=0,1  UX=30.102,30.102
      ADD=19  RD=0,1  UX=30.102,30.102
      ADD=17  RD=0,1  UX=30.102,30.102
      ADD=15  RD=0,1  UX=30.102,30.102
      ADD=13  RD=0,1  UX=30.102,30.102
      ADD=11  RD=0,1  UX=30.102,30.102
      ADD=9  RD=0,1  UX=30.102,30.102
      ADD=22  RD=0,1  UX=-30.102,-30.102
      ADD=20  RD=0,1  UX=-30.102,-30.102
      ADD=18  RD=0,1  UX=-30.102,-30.102
      ADD=16  RD=0,1  UX=-30.102,-30.102
      ADD=14  RD=0,1  UX=-30.102,-30.102
      ADD=12  RD=0,1  UX=-30.102,-30.102
      ADD=10  RD=0,1  UX=-30.102,-30.102
  NAME=LC5  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=21  RD=0,1  UX=30.102,30.102
      ADD=19  RD=0,1  UX=30.102,30.102
      ADD=17  RD=0,1  UX=30.102,30.102
```

```
    ADD=15  RD=0,1  UX=30.102,30.102
    ADD=13  RD=0,1  UX=30.102,30.102
    ADD=11  RD=0,1  UX=30.102,30.102
    ADD=9  RD=0,1  UX=30.102,30.102
NAME=LC6  CSYS=0
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=21  RD=0,1  UX=31.02,19.688
    ADD=19  RD=0,1  UX=36.605,31.02
    ADD=17  RD=0,1  UX=42.19,36.605
    ADD=15  RD=0,1  UX=47.775,42.19
    ADD=13  RD=0,1  UX=53.36,47.775
    ADD=11  RD=0,1  UX=58.945,53.36
    ADD=9  RD=0,1  UX=70.277,58.945
    ADD=22  RD=0,1  UX=-31.02,-19.688
    ADD=20  RD=0,1  UX=-36.605,-31.02
    ADD=18  RD=0,1  UX=-42.19,-36.605
    ADD=16  RD=0,1  UX=-47.775,-42.19
    ADD=14  RD=0,1  UX=-53.36,-47.775
    ADD=12  RD=0,1  UX=-58.945,-53.36
    ADD=10  RD=0,1  UX=-70.277,-58.945
NAME=LC7  CSYS=0
  TYPE=TEMPERATURE  ELEM=FRAME
    ADD=23  T=0
    ADD=24  T=0
    ADD=25  T=0
    ADD=26  T=0
    ADD=27  T=0
    ADD=28  T=0
    ADD=29  T=0
    ADD=30  T=0
NAME=LC8  CSYS=0
  TYPE=TEMPERATURE  ELEM=FRAME
    ADD=23  T=-0
    ADD=24  T=-0
    ADD=25  T=-0
    ADD=26  T=-0
    ADD=27  T=-0
    ADD=28  T=-0
    ADD=29  T=-0
    ADD=30  T=-0
NAME=LC9  CSYS=0
  TYPE=TEMPERATURE  ELEM=FRAME
    ADD=1  T=-15
    ADD=2  T=-15
    ADD=3  T=-15
    ADD=4  T=-15
    ADD=5  T=-15
    ADD=6  T=-15
    ADD=7  T=-15
    ADD=8  T=-15
    ADD=9  T=-15
    ADD=10  T=-15
    ADD=11  T=-15
    ADD=12  T=-15
    ADD=13  T=-15
    ADD=14  T=-15
    ADD=15  T=-15
    ADD=16  T=-15
    ADD=17  T=-15
    ADD=18  T=-15
    ADD=19  T=-15
    ADD=20  T=-15
    ADD=21  T=-15
    ADD=22  T=-15
    ADD=23  T=-15
    ADD=24  T=-15
    ADD=25  T=-15
    ADD=26  T=-15
    ADD=27  T=-15
    ADD=28  T=-15
    ADD=29  T=-15
    ADD=30  T=-15
    ADD=31  T=-15
NAME=LC10  CSYS=0
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=23  RD=0,1  UX=0,0
    ADD=24  RD=0,1  UX=0,0
    ADD=25  RD=0,1  UX=0,0
    ADD=26  RD=0,1  UX=0,0
    ADD=27  RD=0,1  UX=0,0
```

```
        ADD=28  RD=0,1  UX=0,0
        ADD=29  RD=0,1  UX=0,0
        ADD=30  RD=0,1  UX=0,0

COMBO
  NAME=COMB1
    LOAD=LC1  SF=1.35
    LOAD=LC2  SF=1.85
    LOAD=LC4  SF=1.6
    LOAD=LC6  SF=1.6
  NAME=COMB2
    LOAD=LC1  SF=1.35
    LOAD=LC2  SF=1.85
    LOAD=LC4  SF=.6
    LOAD=LC6  SF=.6
  NAME=COMB3
    LOAD=LC1  SF=1.35
    LOAD=LC3  SF=1.85
    LOAD=LC5  SF=1.6
    LOAD=LC6  SF=1.6
  NAME=COMB4
    LOAD=LC1  SF=1.35
    LOAD=LC3  SF=1.85
    LOAD=LC5  SF=.6
    LOAD=LC6  SF=.6
  NAME=COMB5
    LOAD=LC1  SF=1.6
    LOAD=LC2  SF=1.6
    LOAD=LC4  SF=1.6
    LOAD=LC6  SF=1.6
  NAME=COMB6
    LOAD=LC1  SF=1.6
    LOAD=LC2  SF=1.6
    LOAD=LC4  SF=.6
    LOAD=LC6  SF=.6
  NAME=COMB7
    LOAD=LC1  SF=1.6
    LOAD=LC3  SF=1.6
    LOAD=LC5  SF=1.6
    LOAD=LC6  SF=1.6
  NAME=COMB8
    LOAD=LC1  SF=1.6
    LOAD=LC3  SF=1.6
    LOAD=LC5  SF=.6
    LOAD=LC6  SF=.6
  NAME=COMB9
    LOAD=LC1  SF=1.35
    LOAD=LC2  SF=1.4
    LOAD=LC4  SF=1.6
    LOAD=LC6  SF=1.6
    LOAD=LC7  SF=1.35
    LOAD=LC10  SF=1.4
  NAME=COMB10
    LOAD=LC1  SF=1.35
    LOAD=LC2  SF=1.4
    LOAD=LC4  SF=.6
    LOAD=LC6  SF=.6
    LOAD=LC7  SF=1.35
    LOAD=LC10  SF=1.4
  NAME=COMB11
    LOAD=LC1  SF=1.35
    LOAD=LC2  SF=1.4
    LOAD=LC4  SF=1.6
    LOAD=LC6  SF=1.6
    LOAD=LC8  SF=1.35
    LOAD=LC9  SF=1.35
    LOAD=LC10  SF=1.4
  NAME=COMB12
    LOAD=LC1  SF=1.35
    LOAD=LC2  SF=1.4
    LOAD=LC4  SF=.6
    LOAD=LC6  SF=.6
    LOAD=LC8  SF=1.35
    LOAD=LC9  SF=1.35
    LOAD=LC10  SF=1.4
  NAME=COMB13
    LOAD=LC1  SF=1.35
    LOAD=LC3  SF=1.4
    LOAD=LC5  SF=1.6
    LOAD=LC6  SF=1.6
```

```
    LOAD=LC7   SF=1.35
    LOAD=LC10   SF=1.4
 NAME=COMB14
    LOAD=LC1   SF=1.35
    LOAD=LC3   SF=1.4
    LOAD=LC5   SF=.6
    LOAD=LC6   SF=.6
    LOAD=LC7   SF=1.35
    LOAD=LC10   SF=1.4
 NAME=COMB15
    LOAD=LC1   SF=1.35
    LOAD=LC3   SF=1.4
    LOAD=LC5   SF=1.6
    LOAD=LC6   SF=1.6
    LOAD=LC8   SF=1.35
    LOAD=LC9   SF=1.35
    LOAD=LC10   SF=1.4
 NAME=COMB16
    LOAD=LC1   SF=1.35
    LOAD=LC3   SF=1.4
    LOAD=LC5   SF=.6
    LOAD=LC6   SF=.6
    LOAD=LC8   SF=1.35
    LOAD=LC9   SF=1.35
    LOAD=LC10   SF=1.4
 NAME=COMB17
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC2   SF=1
    LOAD=LC4   SF=1
    LOAD=LC6   SF=1
 NAME=COMB18
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC2   SF=1
    LOAD=LC4   SF=.5
    LOAD=LC6   SF=.5
 NAME=COMB19
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC3   SF=1
    LOAD=LC5   SF=1
    LOAD=LC6   SF=1
 NAME=COMB20
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC3   SF=1
    LOAD=LC5   SF=.5
    LOAD=LC6   SF=.5
 NAME=COMB21
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC2   SF=1
    LOAD=LC4   SF=1
    LOAD=LC6   SF=1
    LOAD=LC7   SF=1
    LOAD=LC10   SF=1
 NAME=COMB22
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC2   SF=1
    LOAD=LC4   SF=.5
    LOAD=LC6   SF=.5
    LOAD=LC7   SF=1
    LOAD=LC10   SF=1
 NAME=COMB23
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC2   SF=1
    LOAD=LC4   SF=1
    LOAD=LC6   SF=1
    LOAD=LC8   SF=1
    LOAD=LC9   SF=1
    LOAD=LC10   SF=1
 NAME=COMB24
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC2   SF=1
    LOAD=LC4   SF=.5
    LOAD=LC6   SF=.5
    LOAD=LC8   SF=1
    LOAD=LC9   SF=1
    LOAD=LC10   SF=1
 NAME=COMB25
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC3   SF=1
    LOAD=LC5   SF=1
    LOAD=LC6   SF=1
```

```
    LOAD=LC7   SF=1
    LOAD=LC10   SF=1
  NAME=COMB26
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC3   SF=1
    LOAD=LC5   SF=.5
    LOAD=LC6   SF=.5
    LOAD=LC7   SF=1
    LOAD=LC10   SF=1
  NAME=COMB27
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC3   SF=1
    LOAD=LC5   SF=1
    LOAD=LC6   SF=1
    LOAD=LC8   SF=1
    LOAD=LC9   SF=1
    LOAD=LC10   SF=1
  NAME=COMB28
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC3   SF=1
    LOAD=LC5   SF=.5
    LOAD=LC6   SF=.5
    LOAD=LC8   SF=1
    LOAD=LC9   SF=1
    LOAD=LC10   SF=1
  NAME=COMB29
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC6   SF=1
  NAME=USD   TYPE=ENVE
    COMB=COMB1   SF=1
    COMB=COMB2   SF=1
    COMB=COMB3   SF=1
    COMB=COMB4   SF=1
    COMB=COMB5   SF=1
    COMB=COMB6   SF=1
    COMB=COMB7   SF=1
    COMB=COMB8   SF=1
    COMB=COMB9   SF=1
    COMB=COMB10   SF=1
    COMB=COMB11   SF=1
    COMB=COMB12   SF=1
    COMB=COMB13   SF=1
    COMB=COMB14   SF=1
    COMB=COMB15   SF=1
    COMB=COMB16   SF=1
  NAME=WSD   TYPE=ENVE
    COMB=COMB17   SF=1
    COMB=COMB18   SF=1
    COMB=COMB19   SF=1
    COMB=COMB20   SF=1
    COMB=COMB21   SF=1
    COMB=COMB22   SF=1
    COMB=COMB23   SF=1
    COMB=COMB24   SF=1
    COMB=COMB25   SF=1
    COMB=COMB26   SF=1
    COMB=COMB27   SF=1
    COMB=COMB28   SF=1
    COMB=COMB29   SF=1

OUTPUT
; No Output Requested

END
```

8. OUPUT

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1	USD MAX	0.25	-69.59107	-661.9592	6.30E-13	0	7.42E-13	-535.8676
1	USD MAX	0.5375	-69.59107	-673.8281	6.39E-13	0	5.61E-13	-343.8481
1	USD MAX	0.825	-69.59107	-685.697	6.48E-13	0	3.77E-13	-139.9361
1	USD MAX	1.1125	-69.59107	-697.5658	6.57E-13	0	2.02E-13	89.66376
1	USD MAX	1.4	-69.59107	-709.4347	6.68E-13	0	3.67E-14	322.6759
1	USD MIN	0.25	-437.5545	-822.4711	5.07E-13	0	4.10E-13	-969.1993
1	USD MIN	0.5375	-437.5545	-834.3399	5.16E-13	0	2.63E-13	-732.5701
1	USD MIN	0.825	-437.5545	-846.2088	5.25E-13	0	1.07E-13	-491.8966
1	USD MIN	1.1125	-437.5545	-858.2253	5.34E-13	0	-6.87E-14	-263.1909
1	USD MIN	1.4	-437.5545	-872.2921	5.43E-13	0	-2.47E-13	-47.99196
2	USD MAX	0	-69.59107	-144.4728	1.75E-13	0	3.67E-14	322.6759
2	USD MAX	0.74375	-69.59107	-175.177	1.99E-13	0	-8.62E-14	460.8296
2	USD MAX	1.4875	-69.59107	-205.8813	2.25E-13	0	-2.27E-13	621.8196
2	USD MAX	2.23125	-69.59107	-237.7242	2.54E-13	0	-3.85E-13	805.8092
2	USD MAX	2.975	-69.59107	-267.2311	2.81E-13	0	-5.60E-13	1012.873
2	USD MIN	0	-437.5545	-228.7775	1.11E-13	0	-2.47E-13	-47.99196
2	USD MIN	0.74375	-437.5545	-259.4818	1.34E-13	0	-3.53E-13	112.5141
2	USD MIN	1.4875	-437.5545	-294.4333	1.58E-13	0	-4.76E-13	295.8565
2	USD MIN	2.23125	-437.5545	-332.173	1.82E-13	0	-6.17E-13	502.1984
2	USD MIN	2.975	-437.5545	-367.1442	2.05E-13	0	-7.76E-13	731.6149
3	USD MAX	0	-69.59107	545.6833	-2.52E-13	0	-5.60E-13	1012.873
3	USD MAX	0.74375	-69.59107	516.1765	-2.29E-13	0	-3.81E-13	667.6318
3	USD MAX	1.4875	-69.59107	486.6696	-2.07E-13	0	-1.65E-13	377.0267
3	USD MAX	2.23125	-69.59107	457.1627	-1.84E-13	0	8.11E-14	120.5388
3	USD MAX	2.975	-69.59107	427.6558	-1.61E-13	0	3.33E-13	-70.06915
3	USD MIN	0	-437.5545	328.8288	-4.18E-13	0	-7.76E-13	731.6149
3	USD MIN	0.74375	-437.5545	299.3219	-3.95E-13	0	-5.11E-13	498.0214
3	USD MIN	1.4875	-437.5545	269.815	-3.73E-13	0	-2.89E-13	215.7322
3	USD MIN	2.23125	-437.5545	240.3081	-3.50E-13	0	-9.23E-14	-105.9267
3	USD MIN	2.975	-437.5545	210.8012	-3.27E-13	0	5.37E-14	-434.9686
4	USD MAX	0	-69.59107	993.5801	-4.60E-13	0	3.33E-13	-70.06915
4	USD MAX	0.225	-69.59107	984.6537	-4.54E-13	0	5.03E-13	-204.3623
4	USD MAX	0.45	-69.59107	975.7272	-4.47E-13	0	6.72E-13	-336.647
4	USD MAX	0.675	-69.59107	966.8008	-4.40E-13	0	8.40E-13	-466.9233
4	USD MAX	0.9	-69.59107	957.8743	-4.33E-13	0	1.01E-12	-595.1911
4	USD MIN	0	-437.5545	601.3218	-7.61E-13	0	5.37E-14	-434.9686
4	USD MIN	0.225	-437.5545	592.3953	-7.54E-13	0	1.56E-13	-657.5199
4	USD MIN	0.45	-437.5545	583.4689	-7.47E-13	0	2.58E-13	-878.0627
4	USD MIN	0.675	-437.5545	574.5424	-7.40E-13	0	3.58E-13	-1096.597
4	USD MIN	0.9	-437.5545	565.616	-7.33E-13	0	4.56E-13	-1313.123
5	USD MAX	0	-121.9256	-523.5354	7.33E-13	0	1.01E-12	-773.3597
5	USD MAX	0.225	-121.9256	-532.4619	7.40E-13	0	8.40E-13	-652.7351
5	USD MAX	0.45	-121.9256	-541.3883	7.47E-13	0	6.72E-13	-530.102
5	USD MAX	0.675	-121.9256	-550.3148	7.54E-13	0	5.03E-13	-405.4604
5	USD MAX	0.9	-121.9256	-559.2412	7.61E-13	0	3.33E-13	-278.8104
5	USD MIN	0	-437.5653	-957.8748	4.01E-13	0	5.92E-13	-1313.135
5	USD MIN	0.225	-437.5653	-966.8012	4.08E-13	0	5.00E-13	-1096.609
5	USD MIN	0.45	-437.5653	-975.7277	4.15E-13	0	4.06E-13	-878.0746
5	USD MIN	0.675	-437.5653	-984.6541	4.21E-13	0	3.10E-13	-657.5316
5	USD MIN	0.9	-437.5653	-993.5806	4.28E-13	0	2.13E-13	-434.9803
6	USD MAX	0	-121.9256	-192.446	3.27E-13	0	3.33E-13	-278.8104
6	USD MAX	0.74375	-121.9256	-221.9529	3.50E-13	0	1.53E-13	-49.52306
6	USD MAX	1.4875	-121.9256	-251.4598	3.73E-13	0	4.35E-15	258.0981
6	USD MAX	2.23125	-121.9256	-280.9667	3.95E-13	0	-1.61E-13	618.5526
6	USD MAX	2.975	-121.9256	-310.4735	4.18E-13	0	-3.43E-13	1012.862
6	USD MIN	0	-437.5653	-427.656	1.47E-13	0	2.13E-13	-434.9803
6	USD MIN	0.74375	-437.5653	-457.1629	1.70E-13	0	3.79E-14	-199.2885
6	USD MIN	1.4875	-437.5653	-486.6698	1.93E-13	0	-1.98E-13	-5.685318
6	USD MIN	2.23125	-437.5653	-516.1767	2.15E-13	0	-4.74E-13	209.8636
6	USD MIN	2.975	-437.5653	-545.6836	2.38E-13	0	-7.76E-13	447.3582
7	USD MAX	0	-121.9256	338.3898	-1.24E-13	0	-3.43E-13	1012.862
7	USD MAX	0.74375	-121.9256	303.4187	-1.02E-13	0	-2.57E-13	805.7979
7	USD MAX	1.4875	-121.9256	265.6789	-7.72E-14	0	-1.90E-13	621.808
7	USD MAX	2.23125	-121.9256	229.3265	-5.37E-14	0	-1.39E-13	460.8176
7	USD MAX	2.975	-121.9256	198.6223	-3.02E-14	0	-1.02E-13	322.6635
7	USD MIN	0	-437.5653	162.1635	-2.59E-13	0	-7.76E-13	447.3582
7	USD MIN	0.74375	-437.5653	132.6566	-2.32E-13	0	-6.17E-13	336.0654
7	USD MIN	1.4875	-437.5653	100.8137	-2.03E-13	0	-4.76E-13	247.5339
7	USD MIN	2.23125	-437.5653	70.10947	-1.76E-13	0	-3.53E-13	182.0021
7	USD MIN	2.975	-437.5653	39.40524	-1.52E-13	0	-2.47E-13	133.1104
8	USD MAX	0	-121.9256	852.5013	-2.59E-13	0	-1.02E-13	322.6635
8	USD MAX	0.2875	-121.9256	838.4345	-2.50E-13	0	5.93E-14	89.6513
8	USD MAX	0.575	-121.9256	824.3677	-2.41E-13	0	2.27E-13	-27.37244

8	USD MAX	0.8625	-121.9256	810.3009	-2.32E-13	0	4.07E-13	-123.0871
8	USD MAX	1.15	-121.9256	797.9352	-2.23E-13	0	5.84E-13	-215.1485
8	USD MIN	0	-437.5653	338.5386	-6.53E-13	0	-2.47E-13	133.1104
8	USD MIN	0.2875	-437.5653	326.6697	-6.42E-13	0	-6.86E-14	-77.49006
8	USD MIN	0.575	-437.5653	314.8009	-6.31E-13	0	2.10E-14	-296.7447
8	USD MIN	0.8625	-437.5653	302.932	-6.20E-13	0	9.42E-14	-531.7283
8	USD MIN	1.15	-437.5653	291.0631	-6.11E-13	0	1.65E-13	-762.6677
9	USD MAX	0.25	-964.3578	-149.7782	-4.82E-14	0	-2.12E-13	-658.8476
9	USD MAX	0.825	-945.3397	-116.6485	-3.75E-14	0	-1.78E-13	-554.3206
9	USD MAX	1.4	-926.3215	-85.1244	-2.74E-14	0	-1.30E-13	-402.9932
9	USD MIN	0.25	-1182.966	-450.1381	-1.45E-13	0	-3.39E-13	-1054.191
9	USD MIN	0.825	-1163.948	-361.7921	-1.16E-13	0	-2.64E-13	-820.9658
9	USD MIN	1.4	-1144.93	-277.7279	-8.93E-14	0	-2.28E-13	-710.3984
10	USD MAX	0.25	-421.9549	-111.5358	0.00E+00	0	0.00E+00	-232.2007
10	USD MAX	0.825	-402.9368	-88.79125	0.00E+00	0	0.00E+00	-118.2107
10	USD MAX	1.4	-383.9186	-67.65237	0.00E+00	0	0.00E+00	-37.86466
10	USD MIN	0.25	-1147.611	-397.8184	0.00E+00	0	0.00E+00	-855.7911
10	USD MIN	0.825	-1126.676	-309.4723	0.00E+00	0	0.00E+00	-676.2274
10	USD MIN	1.4	-1107.658	-225.4081	0.00E+00	0	0.00E+00	-611.6412
11	USD MAX	0	-926.3215	-85.1244	-2.74E-14	0	-1.30E-13	-402.9932
11	USD MAX	0.345	-914.9107	-66.98069	-2.15E-14	0	-1.08E-13	-334.9651
11	USD MAX	0.69	-903.4998	-49.41503	-1.59E-14	0	-9.11E-14	-283.3634
11	USD MIN	0	-1144.93	-277.7279	-8.93E-14	0	-2.28E-13	-710.3984
11	USD MIN	0.345	-1133.519	-229.3447	-7.38E-14	0	-2.18E-13	-678.0392
11	USD MIN	0.69	-1122.108	-182.5029	-5.87E-14	0	-2.10E-13	-651.84
12	USD MAX	0	-383.9186	-67.65237	0.00E+00	0	0.00E+00	-37.86466
12	USD MAX	0.345	-372.5078	-55.73978	0.00E+00	0	0.00E+00	-4.781942
12	USD MAX	0.69	-361.0969	-44.40524	0.00E+00	0	0.00E+00	17.60712
12	USD MIN	0	-1107.658	-225.4081	0.00E+00	0	0.00E+00	-611.6412
12	USD MIN	0.345	-1096.247	-177.0249	0.00E+00	0	0.00E+00	-581.4277
12	USD MIN	0.69	-1084.836	-130.1832	0.00E+00	0	0.00E+00	-559.8092
13	USD MAX	0	-903.4998	-49.41503	-1.59E-14	0	-9.11E-14	-283.3634
13	USD MAX	0.345	-892.0889	-32.42742	-1.04E-14	0	-7.97E-14	-247.6562
13	USD MAX	0.69	-880.678	-16.01785	-5.15E-15	0	-7.31E-14	-227.3117
13	USD MIN	0	-1122.108	-182.5029	-5.87E-14	0	-2.10E-13	-651.84
13	USD MIN	0.345	-1110.698	-137.2026	-4.41E-14	0	-2.03E-13	-631.6012
13	USD MIN	0.69	-1099.287	-93.44379	-3.01E-14	0	-1.98E-13	-617.1233
14	USD MAX	0	-361.0969	-44.40524	0.00E+00	0	0.00E+00	17.60712
14	USD MAX	0.345	-349.6861	-20.56769	0.00E+00	0	0.00E+00	29.8343
14	USD MAX	0.69	-338.2751	6.574838	0.00E+00	0	0.00E+00	32.43139
14	USD MIN	0	-1084.836	-130.1832	0.00E+00	0	0.00E+00	-559.8092
14	USD MIN	0.345	-1073.425	-84.88288	0.00E+00	0	0.00E+00	-545.7066
14	USD MIN	0.69	-1062.014	-41.12405	0.00E+00	0	0.00E+00	-537.3651
15	USD MAX	0	-880.678	-16.01785	-5.15E-15	0	-7.31E-14	-227.3117
15	USD MAX	0.345	-869.2672	12.6717	4.08E-15	0	-7.13E-14	-221.7713
15	USD MAX	0.69	-857.8563	53.34761	1.72E-14	0	-7.41E-14	-230.378
15	USD MIN	0	-1099.287	-93.44379	-3.01E-14	0	-1.98E-13	-617.1233
15	USD MIN	0.345	-1087.876	-51.22641	-1.65E-14	0	-1.96E-13	-608.2071
15	USD MIN	0.69	-1076.465	-14.65745	-4.71E-15	0	-1.94E-13	-604.653
16	USD MAX	0	-338.2751	6.574838	0.00E+00	0	0.00E+00	32.43139
16	USD MAX	0.345	-326.8643	32.17591	0.00E+00	0	0.00E+00	25.93023
16	USD MAX	0.69	-315.4534	56.23552	0.00E+00	0	0.00E+00	10.86259
16	USD MIN	0	-1062.014	-41.12405	0.00E+00	0	0.00E+00	-537.3651
16	USD MIN	0.345	-1050.603	-21.46769	0.00E+00	0	0.00E+00	-534.585
16	USD MIN	0.69	-1039.192	-12.44534	0.00E+00	0	0.00E+00	-537.1672
17	USD MAX	0	-857.8563	53.34761	1.72E-14	0	-7.41E-14	-230.378
17	USD MAX	0.345	-846.4454	92.48207	2.97E-14	0	-8.13E-14	-252.752
17	USD MAX	0.69	-835.0345	130.0751	4.18E-14	0	-8.78E-14	-272.9761
17	USD MIN	0	-1076.465	-14.65745	-4.71E-15	0	-1.94E-13	-604.653
17	USD MIN	0.345	-1065.054	1.80E-02	5.78E-18	0	-1.95E-13	-606.2617
17	USD MIN	0.69	-1053.643	14.11535	4.54E-15	0	-1.97E-13	-612.8336
18	USD MAX	0	-315.4534	56.23552	0.00E+00	0	0.00E+00	10.86259
18	USD MAX	0.345	-304.0425	92.47088	0.00E+00	0	0.00E+00	-12.2397
18	USD MAX	0.69	-292.6317	130.0639	0.00E+00	0	0.00E+00	-42.84488
18	USD MIN	0	-1039.192	-12.44534	0.00E+00	0	0.00E+00	-537.1672
18	USD MIN	0.345	-1027.781	-4.001028	0.00E+00	0	0.00E+00	-544.9121
18	USD MIN	0.69	-1016.371	3.865232	0.00E+00	0	0.00E+00	-557.6203
19	USD MAX	0	-835.0345	130.0751	4.18E-14	0	-8.78E-14	-272.9761
19	USD MAX	0.345	-823.6237	166.1266	5.34E-14	0	-9.75E-14	-303.134
19	USD MAX	0.69	-812.2128	200.6367	6.45E-14	0	-1.11E-13	-345.4638
19	USD MIN	0	-1053.643	14.11535	4.54E-15	0	-1.97E-13	-612.8336
19	USD MIN	0.345	-1042.232	27.63467	8.89E-15	0	-2.01E-13	-624.1694
19	USD MIN	0.69	-1030.821	40.57595	1.31E-14	0	-2.06E-13	-640.0697
20	USD MAX	0	-292.6317	130.0639	0.00E+00	0	0.00E+00	-42.84488
20	USD MAX	0.345	-281.2208	166.1154	0.00E+00	0	0.00E+00	-80.42109
20	USD MAX	0.69	-269.8099	200.6255	0.00E+00	0	0.00E+00	-95.66928
20	USD MIN	0	-1016.371	3.865232	0.00E+00	0	0.00E+00	-557.6203
20	USD MIN	0.345	-1004.96	11.15344	0.00E+00	0	0.00E+00	-575.0924
20	USD MIN	0.69	-993.5488	17.86361	0.00E+00	0	0.00E+00	-597.1289
21	USD MAX	0	-812.2128	200.6367	6.45E-14	0	-1.11E-13	-345.4638
21	USD MAX	0.425	-798.1559	241.03	7.75E-14	0	-1.33E-13	-413.5544

21	USD MAX	0.85	-784.0991	279.0841	8.98E-14	0	-1.60E-13	-498.3151
21	USD MIN	0	-1030.821	40.57595	1.31E-14	0	-2.06E-13	-640.0697
21	USD MIN	0.425	-1016.765	55.72345	1.79E-14	0	-2.14E-13	-665.6365
21	USD MIN	0.85	-1002.708	69.99374	2.25E-14	0	-2.31E-13	-719.6138
22	USD MAX	0	-269.8099	200.6255	0.00E+00	0	0.00E+00	-95.66928
22	USD MAX	0.425	-255.7531	241.0188	0.00E+00	0	0.00E+00	-107.8287
22	USD MAX	0.85	-241.6962	279.0729	0.00E+00	0	0.00E+00	-122.9771
22	USD MIN	0	-993.5488	17.86361	0.00E+00	0	0.00E+00	-597.1289
22	USD MIN	0.425	-979.4919	25.3351	0.00E+00	0	0.00E+00	-630.2549
22	USD MIN	0.85	-965.4351	31.92937	0.00E+00	0	0.00E+00	-719.5861
23	USD MAX	0.1	-87.15899	-744.842	1.16E-13	0	9.60E-14	-516.1824
23	USD MAX	0.425	-87.15899	-676.3783	1.06E-13	0	6.13E-14	-271.8586
23	USD MAX	0.75	-87.15899	-607.9146	9.64E-14	0	2.98E-14	-49.78551
23	USD MAX	1.075	-87.15899	-539.4509	8.64E-14	0	3.21E-15	177.8114
23	USD MAX	1.4	-87.15899	-470.9872	7.65E-14	0	-1.78E-14	382.9358
23	USD MIN	0.1	-324.8581	-959.3359	9.02E-14	0	6.25E-14	-792.4122
23	USD MIN	0.425	-324.8581	-877.4992	8.19E-14	0	3.29E-14	-506.0402
23	USD MIN	0.75	-324.8581	-795.6625	7.36E-14	0	6.03E-15	-246.265
23	USD MIN	1.075	-324.8581	-713.8259	6.53E-14	0	-2.15E-14	-26.47478
23	USD MIN	1.4	-324.8581	-631.9893	5.70E-14	0	-4.64E-14	146.8034
24	USD MAX	0	-87.15899	-470.9872	7.65E-14	0	-1.78E-14	382.9358
24	USD MAX	0.74375	-87.15899	-314.3107	5.39E-14	0	-5.57E-14	770.3889
24	USD MAX	1.4875	-87.15899	-157.6341	3.12E-14	0	-7.94E-14	1026.549
24	USD MAX	2.23125	-87.15899	2.372338	8.50E-15	0	-8.91E-14	1143.42
24	USD MAX	2.975	-87.15899	184.033	-1.31E-14	0	-8.46E-14	1121.002
24	USD MIN	0	-324.8581	-631.9893	5.70E-14	0	-4.64E-14	146.8034
24	USD MIN	0.74375	-324.8581	-444.7092	3.81E-14	0	-9.33E-14	459.62
24	USD MIN	1.4875	-324.8581	-257.4291	1.91E-14	0	-1.24E-13	655.9083
24	USD MIN	2.23125	-324.8581	-70.14909	-2.87E-16	0	-1.38E-13	735.6685
24	USD MIN	2.975	-324.8581	107.8185	-2.23E-14	0	-1.36E-13	698.9004
25	USD MAX	0	-87.15899	184.033	-1.31E-14	0	-8.46E-14	1121.002
25	USD MAX	0.74375	-87.15899	369.5352	-3.20E-14	0	-6.61E-14	959.2936
25	USD MAX	1.4875	-87.15899	556.8152	-5.10E-14	0	-3.26E-14	661.9966
25	USD MAX	2.23125	-87.15899	744.0953	-7.00E-14	0	2.00E-14	226.6566
25	USD MAX	2.975	-87.15899	931.3752	-8.90E-14	0	9.38E-14	-340.4494
25	USD MIN	0	-324.8581	107.8185	-2.23E-14	0	-1.36E-13	698.9004
25	USD MIN	0.74375	-324.8581	264.495	-4.48E-14	0	-1.16E-13	545.6042
25	USD MIN	1.4875	-324.8581	421.1716	-6.74E-14	0	-8.02E-14	269.1041
25	USD MIN	2.23125	-324.8581	577.8481	-9.01E-14	0	-2.74E-14	-164.9373
25	USD MIN	2.975	-324.8581	734.5247	-1.13E-13	0	4.12E-14	-774.6972
26	USD MAX	0	-87.15899	931.3752	-8.90E-14	0	9.38E-14	-340.4494
26	USD MAX	0.2625	-87.15899	997.4741	-9.57E-14	0	1.24E-13	-540.5445
26	USD MAX	0.525	-87.15899	1063.573	-1.02E-13	0	1.57E-13	-755.1552
26	USD MAX	0.7875	-87.15899	1129.672	-1.09E-13	0	1.92E-13	-984.2814
26	USD MAX	1.05	-87.15899	1162.961	-1.13E-13	0	2.29E-13	-1225.926
26	USD MIN	0	-324.8581	734.5247	-1.13E-13	0	4.12E-14	-774.6972
26	USD MIN	0.2625	-324.8581	789.8223	-1.21E-13	0	6.55E-14	-1026.474
26	USD MIN	0.525	-324.8581	845.1199	-1.29E-13	0	9.15E-14	-1296.987
26	USD MIN	0.7875	-324.8581	900.4175	-1.37E-13	0	1.19E-13	-1584.85
26	USD MIN	1.05	-324.8581	9.29E+02	-1.41E-13	0	1.48E-13	-1887.604
27	USD MAX	-0.15	-39.16096	-403.2775	1.40E-13	0	2.48E-13	-1010.221
27	USD MAX	0.1125	-39.16096	-389.0189	1.36E-13	0	2.11E-13	-905.7898
27	USD MAX	0.375	-39.16096	-367.3251	1.28E-13	0	1.77E-13	-806.4951
27	USD MAX	0.6375	-39.16096	-345.6314	1.20E-13	0	1.44E-13	-712.895
27	USD MAX	0.9	-39.16096	-323.9376	1.12E-13	0	1.14E-13	-624.9896
27	USD MIN	-0.15	-324.8469	-1.16E+03	4.88E-14	0	1.22E-13	-2046.475
27	USD MIN	0.1125	-324.8469	-1124.71	4.71E-14	0	1.10E-13	-1745.024
27	USD MIN	0.375	-324.8469	-1058.612	4.45E-14	0	9.77E-14	-1458.463
27	USD MIN	0.6375	-324.8469	-992.5128	4.19E-14	0	8.63E-14	-1189.253
27	USD MIN	0.9	-324.8469	-926.4139	3.92E-14	0	7.57E-14	-937.3937
28	USD MAX	0	-39.16096	-328.8989	1.13E-13	0	9.38E-14	-564.3586
28	USD MAX	0.74375	-39.16096	-267.4332	9.01E-14	0	5.73E-14	-109.5089
28	USD MAX	1.4875	-39.16096	-205.9675	6.74E-14	0	3.10E-14	340.2403
28	USD MAX	2.23125	-39.16096	-144.5018	4.48E-14	0	1.26E-14	678.0283
28	USD MAX	2.975	-39.16096	-83.03608	2.23E-14	0	7.55E-16	883.2252
28	USD MIN	0	-324.8469	-931.3752	3.98E-14	0	6.83E-14	-774.6855
28	USD MIN	0.74375	-324.8469	-744.0952	3.24E-14	0	1.33E-14	-473.2549
28	USD MIN	1.4875	-324.8469	-556.8151	2.49E-14	0	-4.12E-14	-256.2865
28	USD MIN	2.23125	-324.8469	-369.5351	1.75E-14	0	-8.21E-14	-103.7331
28	USD MIN	2.975	-324.8469	-184.0329	1.01E-14	0	-1.07E-13	-6.237983
29	USD MAX	0	-39.16096	-83.03608	2.23E-14	0	7.55E-16	883.2252
29	USD MAX	0.74375	-39.16096	32.87653	9.28E-15	0	-5.52E-15	949.1326
29	USD MAX	1.4875	-39.16096	220.1566	1.83E-15	0	-6.25E-15	875.7504
29	USD MAX	2.23125	-39.16096	407.4366	-5.61E-15	0	-1.45E-15	663.0787
29	USD MAX	2.975	-39.16096	594.7167	-1.31E-14	0	8.89E-15	320.3102
29	USD MIN	0	-324.8469	-184.0329	1.01E-14	0	-1.07E-13	-6.237983
29	USD MIN	0.74375	-324.8469	-76.5923	-3.98E-15	0	-1.15E-13	45.54202
29	USD MIN	1.4875	-324.8469	-15.12661	-2.67E-14	0	-1.06E-13	51.60691
29	USD MIN	2.23125	-324.8469	46.33908	-4.93E-14	0	-8.03E-14	11.95672
29	USD MIN	2.975	-324.8469	107.8048	-7.20E-14	0	-3.88E-14	-73.40862
30	USD MAX	0	-39.16096	594.7167	-1.31E-14	0	8.89E-15	320.3102

30	USD MAX	0.325	-39.16096	676.5533	-1.63E-14	0	1.56E-14	131.0626
30	USD MAX	0.65	-39.16096	758.39	-1.96E-14	0	2.98E-14	5.99589
30	USD MAX	0.975	-39.16096	840.2267	-2.28E-14	0	6.13E-14	-58.88425
30	USD MAX	1.3	-39.16096	922.0633	-2.61E-14	0	9.60E-14	-124.4729
30	USD MIN	0	-324.8469	107.8048	-7.20E-14	0	-3.88E-14	-73.40862
30	USD MIN	0.325	-324.8469	134.6637	-8.19E-14	0	-1.59E-14	-128.5368
30	USD MIN	0.65	-324.8469	161.5227	-9.18E-14	0	-7.26E-16	-246.2309
30	USD MIN	0.975	-324.8469	188.3817	-1.02E-13	0	7.13E-15	-506.0061
30	USD MIN	1.3	-324.8469	215.2406	-1.12E-13	0	1.51E-14	-792.3782
31	USD MAX	0.375	-1434.474	79.70186	0	0	0	163.1312
31	USD MAX	2.975	-1391.477	79.70186	0	0	0	2.21E-04
31	USD MAX	5.575	-1348.479	79.70186	0	0	0	-9.36E-03
31	USD MIN	0.375	-2423.08	3.63E-03	0	0	0	9.50E-03
31	USD MIN	2.975	-2380.083	3.63E-03	0	0	0	-47.1203
31	USD MIN	5.575	-2337.085	3.63E-03	0	0	0	-251.3184

8. OUPUT

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1	WSD MAX	0.25	-64.37082	-248.3224	3.91E-13	0	4.65E-13	-298.7893
1	WSD MAX	0.5375	-64.37082	-257.1141	3.97E-13	0	3.51E-13	-226.1328
1	WSD MAX	0.825	-64.37082	-265.9059	4.04E-13	0	2.36E-13	-118.1169
1	WSD MAX	1.1125	-64.37082	-274.6976	4.11E-13	0	1.19E-13	27.10684
1	WSD MAX	1.4	-64.37082	-283.4894	4.17E-13	0	1.27E-16	174.8582
1	WSD MIN	0.25	-273.8553	-510.0333	1.90E-13	0	2.29E-13	-606.9247
1	WSD MIN	0.5375	-273.8553	-518.825	1.97E-13	0	1.73E-13	-459.0264
1	WSD MIN	0.825	-273.8553	-527.6168	2.04E-13	0	9.04E-14	-308.6004
1	WSD MIN	1.1125	-273.8553	-536.4085	2.10E-13	0	-2.08E-14	-155.6467
1	WSD MIN	1.4	-273.8553	-545.2003	2.17E-13	0	-1.34E-13	-0.1654892
2	WSD MAX	0	-64.37082	-51.6931	1.06E-13	0	1.27E-16	174.8582
2	WSD MAX	0.74375	-64.37082	-74.43698	1.24E-13	0	-4.13E-14	262.4887
2	WSD MAX	1.4875	-64.37082	-97.18085	1.41E-13	0	-9.01E-14	367.0351
2	WSD MAX	2.23125	-64.37082	-120.7682	1.59E-13	0	-1.52E-13	488.6182
2	WSD MAX	2.975	-64.37082	-142.6252	1.76E-13	0	-2.27E-13	627.2935
2	WSD MIN	0	-273.8553	-138.6268	3.96E-14	0	-1.34E-13	-0.1654892
2	WSD MIN	0.74375	-273.8553	-161.3707	5.70E-14	0	-2.01E-13	53.90705
2	WSD MIN	1.4875	-273.8553	-184.1145	7.44E-14	0	-2.81E-13	117.7274
2	WSD MIN	2.23125	-273.8553	-207.7019	9.25E-14	0	-3.74E-13	198.5845
2	WSD MIN	2.975	-273.8553	-229.5589	1.09E-13	0	-4.80E-13	296.534
3	WSD MAX	0	-64.37082	336.9477	-1.20E-13	0	-2.27E-13	627.2935
3	WSD MAX	0.74375	-64.37082	315.0907	-1.03E-13	0	-1.44E-13	403.3024
3	WSD MAX	1.4875	-64.37082	293.2338	-8.65E-14	0	-7.35E-14	224.6105
3	WSD MAX	2.23125	-64.37082	271.3768	-6.97E-14	0	3.99E-14	68.2604
3	WSD MAX	2.975	-64.37082	249.5199	-5.30E-14	0	1.88E-13	-39.46133
3	WSD MIN	0	-273.8553	156.6535	-2.58E-13	0	-4.80E-13	296.534
3	WSD MIN	0.74375	-273.8553	134.7965	-2.41E-13	0	-3.09E-13	188.151
3	WSD MIN	1.4875	-273.8553	112.9396	-2.25E-13	0	-1.72E-13	96.0241
3	WSD MIN	2.23125	-273.8553	91.08264	-2.08E-13	0	-5.23E-14	-52.15163
3	WSD MIN	2.975	-273.8553	69.22569	-1.91E-13	0	3.02E-14	-245.8292
4	WSD MAX	0	-64.37082	608.6656	-2.04E-13	0	1.88E-13	-39.46133
4	WSD MAX	0.225	-64.37082	602.0534	-1.99E-13	0	2.93E-13	-98.60515
4	WSD MAX	0.45	-64.37082	595.4412	-1.94E-13	0	3.96E-13	-156.2612
4	WSD MAX	0.675	-64.37082	588.829	-1.89E-13	0	4.98E-13	-212.4296
4	WSD MAX	0.9	-64.37082	582.2169	-1.84E-13	0	5.99E-13	-267.1101
4	WSD MIN	0	-273.8553	266.1675	-4.66E-13	0	3.02E-14	-245.8292
4	WSD MIN	0.225	-273.8553	259.5553	-4.61E-13	0	7.55E-14	-382.0351
4	WSD MIN	0.45	-273.8553	252.9431	-4.56E-13	0	1.20E-13	-516.7532
4	WSD MIN	0.675	-273.8553	246.3309	-4.51E-13	0	1.63E-13	-649.9836
4	WSD MIN	0.9	-273.8553	239.7188	-4.46E-13	0	2.05E-13	-781.7263
5	WSD MAX	0	-97.70802	-239.7191	4.46E-13	0	5.99E-13	-267.1189
5	WSD MAX	0.225	-97.70802	-246.3313	4.51E-13	0	4.98E-13	-212.4382
5	WSD MAX	0.45	-97.70802	-252.9435	4.56E-13	0	3.96E-13	-156.2698
5	WSD MAX	0.675	-97.70802	-259.5557	4.61E-13	0	2.93E-13	-98.61364
5	WSD MAX	0.9	-97.70802	-266.1678	4.66E-13	0	1.88E-13	-39.46975
5	WSD MIN	0	-273.8621	-582.2172	1.84E-13	0	2.05E-13	-781.7357
5	WSD MIN	0.225	-273.8621	-588.8294	1.89E-13	0	1.63E-13	-649.9929
5	WSD MIN	0.45	-273.8621	-595.4416	1.94E-13	0	1.20E-13	-516.7625
5	WSD MIN	0.675	-273.8621	-602.0538	1.99E-13	0	7.55E-14	-382.0442
5	WSD MIN	0.9	-273.8621	-608.666	2.04E-13	0	3.02E-14	-245.8383
6	WSD MAX	0	-97.70802	-69.22586	1.91E-13	0	1.88E-13	-39.46975
6	WSD MAX	0.74375	-97.70802	-91.08282	2.08E-13	0	7.85E-14	20.14504
6	WSD MAX	1.4875	-97.70802	-112.9398	2.25E-13	0	-2.05E-14	161.3113
6	WSD MAX	2.23125	-97.70802	-134.7967	2.41E-13	0	-1.32E-13	384.808
6	WSD MAX	2.975	-97.70802	-156.6537	2.58E-13	0	-2.27E-13	627.285
6	WSD MIN	0	-273.8621	-249.5201	5.30E-14	0	3.02E-14	-245.8383
6	WSD MIN	0.74375	-273.8621	-271.377	6.97E-14	0	-1.54E-14	-102.4975
6	WSD MIN	1.4875	-273.8621	-293.234	8.65E-14	0	-1.24E-13	26.76319
6	WSD MIN	2.23125	-273.8621	-315.0909	1.03E-13	0	-2.95E-13	172.28
6	WSD MIN	2.975	-273.8621	-336.9479	1.20E-13	0	-4.80E-13	296.5261
7	WSD MAX	0	-97.70802	211.5874	-9.38E-14	0	-2.27E-13	627.285
7	WSD MAX	0.74375	-97.70802	189.7304	-7.70E-14	0	-1.52E-13	488.6093
7	WSD MAX	1.4875	-97.70802	166.1431	-5.90E-14	0	-9.01E-14	367.026
7	WSD MAX	2.23125	-97.70802	143.3992	-4.16E-14	0	-4.13E-14	262.4793
7	WSD MAX	2.975	-97.70802	120.6553	-2.41E-14	0	-5.36E-15	174.8485
7	WSD MIN	0	-273.8621	122.465	-1.62E-13	0	-4.80E-13	296.5261
7	WSD MIN	0.74375	-273.8621	100.608	-1.45E-13	0	-3.74E-13	198.5764
7	WSD MIN	1.4875	-273.8621	77.02068	-1.27E-13	0	-2.81E-13	117.719
7	WSD MIN	2.23125	-273.8621	54.27681	-1.10E-13	0	-2.01E-13	53.89839
7	WSD MIN	2.975	-273.8621	31.53294	-9.24E-14	0	-1.34E-13	6.993507
8	WSD MAX	0	-97.70802	532.831	-1.98E-13	0	-5.36E-15	174.8485
8	WSD MAX	0.2875	-97.70802	524.0392	-1.92E-13	0	5.61E-14	42.38908
8	WSD MAX	0.575	-97.70802	515.2474	-1.85E-13	0	1.43E-13	-31.77869

8	WSD MA)	0.8625	-97.70802	506.4557	-1.78E-13	0	2.55E-13	-103.4188
8	WSD MA)	1.15	-97.70802	497.664	-1.71E-13	0	3.66E-13	-172.4108
8	WSD MIN	0	-273.8621	259.1354	-4.08E-13	0	-1.34E-13	6.993507
8	WSD MIN	0.2875	-273.8621	250.3436	-4.01E-13	0	-3.25E-14	-73.24597
8	WSD MIN	0.575	-273.8621	241.5519	-3.95E-13	0	2.43E-14	-186.6304
8	WSD MIN	0.8625	-273.8621	232.7601	-3.88E-13	0	7.92E-14	-333.5002
8	WSD MIN	1.15	-273.8621	223.9684	-3.81E-13	0	1.32E-13	-477.8424
9	WSD MA)	0.25	-365.2082	-130.3988	-4.19E-14	0	-1.01E-13	-312.9622
9	WSD MA)	0.825	-351.1207	-102.7907	-3.31E-14	0	-7.11E-14	-220.9531
9	WSD MA)	1.4	-337.0332	-76.52065	-2.46E-14	0	-4.82E-14	-149.9715
9	WSD MIN	0.25	-734.5391	-281.7201	-9.06E-14	0	-2.12E-13	-659.9527
9	WSD MIN	0.825	-720.4516	-226.5038	-7.29E-14	0	-1.65E-13	-513.9666
9	WSD MIN	1.4	-706.3641	-173.9637	-5.60E-14	0	-1.39E-13	-433.0319
10	WSD MA)	0.25	-328.8374	-89.04987	0	0	0	-191.5668
10	WSD MA)	0.825	-314.7499	-7.01E+01	0	0	0	-117.8297
10	WSD MA)	1.4	-300.6624	-52.48031	0	0	0	-65.12008
10	WSD MIN	0.25	-717.2567	-249.0203	0	0	0	-535.9531
10	WSD MIN	0.825	-703.1691	-193.804	0	0	0	-420.5579
10	WSD MIN	1.4	-689.0816	-141.2639	0	0	0	-368.8475
11	WSD MA)	0	-337.0332	-76.52065	-2.46E-14	0	-4.82E-14	-149.9715
11	WSD MA)	0.345	-328.5807	-61.4009	-1.97E-14	0	-3.76E-14	-116.8356
11	WSD MA)	0.69	-320.1282	-46.76285	-1.50E-14	0	-2.91E-14	-90.38325
11	WSD MIN	0	-706.3641	-173.9637	-5.60E-14	0	-1.39E-13	-433.0319
11	WSD MIN	0.345	-697.9116	-143.7242	-4.62E-14	0	-1.30E-13	-403.733
11	WSD MIN	0.69	-689.4591	-114.4481	-3.68E-14	0	-1.22E-13	-379.5674
12	WSD MA)	0	-300.6624	-52.48031	0	0	0	-65.12008
12	WSD MA)	0.345	-292.2099	-42.55315	0	0	0	-42.94739
12	WSD MA)	0.69	-283.7574	-33.1077	0	0	0	-27.45822
12	WSD MIN	0	-689.0816	-141.2639	0	0	0	-368.8475
12	WSD MIN	0.345	-680.6292	-111.0244	0	0	0	-344.9364
12	WSD MIN	0.69	-672.1766	-81.74828	0	0	0	-326.1585
13	WSD MA)	0	-320.1282	-46.76285	-1.50E-14	0	-2.91E-14	-90.38325
13	WSD MA)	0.345	-311.6757	-32.60651	-1.05E-14	0	-2.26E-14	-70.28207
13	WSD MA)	0.69	-303.2232	-18.93187	-6.09E-15	0	-1.81E-14	-56.19971
13	WSD MIN	0	-689.4591	-114.4481	-3.68E-14	0	-1.22E-13	-379.5674
13	WSD MIN	0.345	-681.0067	-86.13544	-2.77E-14	0	-1.16E-13	-360.3687
13	WSD MIN	0.69	-672.5541	-58.78617	-1.89E-14	0	-1.11E-13	-345.971
14	WSD MA)	0	-283.7574	-33.1077	0	0	0	-27.45822
14	WSD MA)	0.345	-275.3049	-17.60343	0	0	0	-18.32024
14	WSD MA)	0.69	-266.8524	-0.6393528	0	0	0	-15.20107
14	WSD MIN	0	-672.1766	-81.74828	0	0	0	-326.1585
14	WSD MIN	0.345	-663.7241	-53.43559	0	0	0	-312.3476
14	WSD MIN	0.69	-655.2716	-32.41964	0	0	0	-303.3376
15	WSD MA)	0	-303.2232	-18.93187	-6.09E-15	0	-1.81E-14	-56.19971
15	WSD MA)	0.345	-294.7707	0.6900742	2.22E-16	0	-1.54E-14	-47.80373
15	WSD MA)	0.69	-286.3182	26.11252	8.40E-15	0	-1.44E-14	-44.76183
15	WSD MIN	0	-672.5541	-58.78617	-1.89E-14	0	-1.11E-13	-345.971
15	WSD MIN	0.345	-664.1016	-32.40031	-1.04E-14	0	-1.08E-13	-336.2277
15	WSD MIN	0.69	-655.6491	-9.031337	-2.90E-15	0	-1.06E-13	-331.0654
16	WSD MA)	0	-266.8524	-0.6393528	0	0	0	-15.20107
16	WSD MA)	0.345	-258.3999	15.36132	0	0	0	-17.74851
16	WSD MA)	0.69	-249.9474	30.39857	0	0	0	-25.53738
16	WSD MIN	0	-655.2716	-32.41964	0	0	0	-303.3376
16	WSD MIN	0.345	-646.8192	-16.41898	0	0	0	-298.9821
16	WSD MIN	0.69	-638.3666	-1.38172	0	0	0	-299.2076
17	WSD MA)	0	-286.3182	26.11252	8.40E-15	0	-1.44E-14	-44.76183
17	WSD MA)	0.345	-277.8657	50.57156	1.63E-14	0	-1.50E-14	-46.74158
17	WSD MA)	0.69	-269.4132	74.06718	2.38E-14	0	-1.72E-14	-53.41061
17	WSD MIN	0	-655.6491	-9.031337	-2.90E-15	0	-1.06E-13	-331.0654
17	WSD MIN	0.345	-647.1967	3.198181	1.03E-15	0	-1.06E-13	-330.2054
17	WSD MIN	0.69	-638.7441	14.94599	4.81E-15	0	-1.07E-13	-333.4816
18	WSD MA)	0	-249.9474	30.39857	0	0	0	-25.53738
18	WSD MA)	0.345	-241.4949	50.56481	0	0	0	-38.34791
18	WSD MA)	0.69	-233.0424	74.06043	0	0	0	-53.40787
18	WSD MIN	0	-638.3666	-1.38172	0	0	0	-299.2076
18	WSD MIN	0.345	-629.9141	6.51018	0	0	0	-303.7354
18	WSD MIN	0.69	-621.4616	13.0654	0	0	0	-312.3992
19	WSD MA)	0	-269.4132	74.06718	2.38E-14	0	-1.72E-14	-53.41061
19	WSD MA)	0.345	-260.9607	96.59938	3.11E-14	0	-2.07E-14	-64.43655
19	WSD MA)	0.69	-252.5082	118.1682	3.80E-14	0	-2.56E-14	-79.48703
19	WSD MIN	0	-638.7441	14.94599	4.81E-15	0	-1.07E-13	-333.4816
19	WSD MIN	0.345	-630.2916	26.21209	8.43E-15	0	-1.10E-13	-340.7276
19	WSD MIN	0.69	-621.8391	36.99649	1.19E-14	0	-1.13E-13	-351.7773
20	WSD MA)	0	-233.0424	74.06043	0	0	0	-53.40787
20	WSD MA)	0.345	-224.5899	96.59264	0	0	0	-64.4328
20	WSD MA)	0.69	-216.1374	118.1614	0	0	0	-79.48227
20	WSD MIN	0	-621.4616	13.0654	0	0	0	-312.3992
20	WSD MIN	0.345	-613.0092	19.1389	0	0	0	-325.033
20	WSD MIN	0.69	-604.5566	24.73071	0	0	0	-341.4705
21	WSD MA)	0	-252.5082	118.1682	3.80E-14	0	-2.56E-14	-79.48703
21	WSD MA)	0.425	-242.0957	143.414	4.61E-14	0	-3.31E-14	-103.0678

21	WSD MAX	0.85	-231.6832	167.1978	5.38E-14	0	-4.23E-14	-131.6302
21	WSD MIN	0	-621.8391	36.99649	1.19E-14	0	-1.13E-13	-351.7773
21	WSD MIN	0.425	-611.4266	49.61941	1.60E-14	0	-1.19E-13	-370.3723
21	WSD MIN	0.85	-601.0142	61.51131	1.98E-14	0	-1.36E-13	-422.1375
22	WSD MAX	0	-216.1374	118.1614	0	0	0	-79.48227
22	WSD MAX	0.425	-205.7249	143.4073	0	0	0	-101.0616
22	WSD MAX	0.85	-195.3124	167.1911	0	0	0	-115.412
22	WSD MIN	0	-604.5566	24.73071	0	0	0	-341.4705
22	WSD MIN	0.425	-594.1442	30.95695	0	0	0	-366.7025
22	WSD MIN	0.85	-583.7316	36.45218	0	0	0	-422.1208
23	WSD MAX	0.1	-75.81569	-212.0865	6.93E-14	0	5.64E-14	-153.4606
23	WSD MAX	0.425	-75.81569	-192.1909	6.33E-14	0	3.55E-14	-87.76556
23	WSD MAX	0.75	-75.81569	-172.2954	5.73E-14	0	1.66E-14	-28.53652
23	WSD MAX	1.075	-75.81569	-152.3999	5.13E-14	0	-3.32E-16	108.7589
23	WSD MAX	1.4	-75.81569	-132.5044	4.53E-14	0	-8.54E-15	237.2094
23	WSD MIN	0.1	-195.8066	-572.2736	2.57E-14	0	1.86E-14	-465.8136
23	WSD MIN	0.425	-195.8066	-522.6603	2.33E-14	0	1.06E-14	-293.5037
23	WSD MIN	0.75	-195.8066	-473.0471	2.09E-14	0	3.46E-15	-137.3181
23	WSD MIN	1.075	-195.8066	-423.4339	1.85E-14	0	-1.32E-14	2.743172
23	WSD MIN	1.4	-195.8066	-373.8207	1.60E-14	0	-2.87E-14	70.52342
24	WSD MAX	0	-75.81569	-132.5044	4.53E-14	0	-8.54E-15	237.2094
24	WSD MAX	0.74375	-75.81569	-86.97424	3.15E-14	0	-1.84E-14	470.4916
24	WSD MAX	1.4875	-75.81569	-41.4441	1.78E-14	0	-2.42E-14	619.33
24	WSD MAX	2.23125	-75.81569	4.086044	4.02E-15	0	-2.59E-14	683.7246
24	WSD MAX	2.975	-75.81569	111.6084	-6.01E-15	0	-2.35E-14	663.6754
24	WSD MIN	0	-195.8066	-373.8207	1.60E-14	0	-2.87E-14	70.52342
24	WSD MIN	0.74375	-195.8066	-260.2828	1.05E-14	0	-5.70E-14	152.142
24	WSD MIN	1.4875	-195.8066	-146.7449	5.02E-15	0	-7.50E-14	199.8976
24	WSD MIN	2.23125	-195.8066	-33.20703	-4.95E-16	0	-8.28E-14	213.7901
24	WSD MIN	2.975	-195.8066	49.61619	-1.35E-14	0	-8.04E-14	193.8196
25	WSD MAX	0	-75.81569	111.6084	-6.01E-15	0	-2.35E-14	663.6754
25	WSD MAX	0.74375	-75.81569	225.1463	-1.15E-14	0	-1.70E-14	559.1824
25	WSD MAX	1.4875	-75.81569	338.6842	-1.70E-14	0	-6.33E-15	372.0958
25	WSD MAX	2.23125	-75.81569	452.2221	-2.26E-14	0	1.21E-14	101.1888
25	WSD MAX	2.975	-75.81569	565.7599	-2.81E-14	0	5.79E-14	-224.6929
25	WSD MIN	0	-195.8066	49.61619	-1.35E-14	0	-8.04E-14	193.8196
25	WSD MIN	0.74375	-195.8066	95.14633	-2.73E-14	0	-6.77E-14	139.9861
25	WSD MIN	1.4875	-195.8066	140.6765	-4.10E-14	0	-4.51E-14	52.28944
25	WSD MIN	2.23125	-195.8066	186.2066	-5.48E-14	0	-1.23E-14	-99.66205
25	WSD MIN	2.975	-195.8066	231.7368	-6.85E-14	0	2.72E-14	-478.1727
26	WSD MAX	0	-75.81569	565.7599	-2.81E-14	0	5.79E-14	-224.6929
26	WSD MAX	0.2625	-75.81569	605.8322	-3.00E-14	0	7.65E-14	-287.6329
26	WSD MAX	0.525	-75.81569	645.9044	-3.20E-14	0	9.64E-14	-354.7912
26	WSD MAX	0.7875	-75.81569	685.9766	-3.39E-14	0	1.18E-13	-426.1677
26	WSD MAX	1.05	-75.81569	706.8254	-3.52E-14	0	1.40E-13	-501.3493
26	WSD MIN	0	-195.8066	231.7368	-6.85E-14	0	2.72E-14	-478.1727
26	WSD MIN	0.2625	-195.8066	247.8062	-7.34E-14	0	3.48E-14	-631.926
26	WSD MIN	0.525	-195.8066	263.8757	-7.82E-14	0	4.30E-14	-796.1982
26	WSD MIN	0.7875	-195.8066	279.9452	-8.31E-14	0	5.16E-14	-970.9894
26	WSD MIN	1.05	-195.8066	2.91E+02	-8.56E-14	0	6.07E-14	-1154.858
27	WSD MAX	-0.15	-42.47851	-286.832	8.52E-14	0	1.52E-13	-540.5987
27	WSD MAX	0.1125	-42.47851	-276.2701	8.26E-14	0	1.29E-13	-466.3817
27	WSD MAX	0.375	-42.47851	-260.2006	7.78E-14	0	1.08E-13	-395.97
27	WSD MAX	0.6375	-42.47851	-244.1311	7.29E-14	0	8.86E-14	-329.7764
27	WSD MAX	0.9	-42.47851	-228.0617	6.81E-14	0	7.01E-14	-267.8011
27	WSD MIN	-0.15	-195.7998	-7.03E+02	3.47E-14	0	6.55E-14	-1251.284
27	WSD MIN	0.1125	-195.7998	-682.3015	3.35E-14	0	5.65E-14	-1068.38
27	WSD MIN	0.375	-195.7998	-642.2292	3.15E-14	0	4.80E-14	-894.5535
27	WSD MIN	0.6375	-195.7998	-602.1571	2.96E-14	0	3.99E-14	-731.2459
27	WSD MIN	0.9	-195.7998	-562.0849	2.76E-14	0	3.24E-14	-578.4573
28	WSD MAX	0	-42.47851	-231.7367	6.85E-14	0	5.79E-14	-224.6835
28	WSD MAX	0.74375	-42.47851	-186.2065	5.48E-14	0	3.30E-14	-69.26086
28	WSD MAX	1.4875	-42.47851	-140.6764	4.10E-14	0	1.50E-14	198.5777
28	WSD MAX	2.23125	-42.47851	-95.14626	2.73E-14	0	2.25E-15	404.9028
28	WSD MAX	2.975	-42.47851	-49.61612	1.35E-14	0	-5.84E-15	530.1334
28	WSD MIN	0	-195.7998	-565.7599	2.81E-14	0	2.72E-14	-478.1625
28	WSD MIN	0.74375	-195.7998	-452.222	2.26E-14	0	8.39E-15	-272.5056
28	WSD MIN	1.4875	-195.7998	-338.6841	1.70E-14	0	-2.40E-14	-123.9466
28	WSD MIN	2.23125	-195.7998	-225.1462	1.15E-14	0	-4.90E-14	-18.60065
28	WSD MIN	2.975	-195.7998	-111.6083	6.01E-15	0	-6.42E-14	48.21072
29	WSD MAX	0	-42.47851	-49.61612	1.35E-14	0	-5.84E-15	530.1334
29	WSD MAX	0.74375	-42.47851	15.92453	4.90E-15	0	-9.83E-15	570.9202
29	WSD MAX	1.4875	-42.47851	129.4624	-6.14E-16	0	-9.72E-15	527.2631
29	WSD MAX	2.23125	-42.47851	243.0003	-6.13E-15	0	-5.51E-15	399.1623
29	WSD MAX	2.975	-42.47851	356.5382	-1.16E-14	0	2.81E-15	186.6176
29	WSD MIN	0	-195.7998	-111.6083	6.01E-15	0	-6.42E-14	48.21072
29	WSD MIN	0.74375	-195.7998	-40.45685	-1.93E-15	0	-6.91E-14	81.15904
29	WSD MIN	1.4875	-195.7998	5.073291	-1.57E-14	0	-6.39E-14	80.24432
29	WSD MIN	2.23125	-195.7998	50.60343	-2.94E-14	0	-4.83E-14	45.46656
29	WSD MIN	2.975	-195.7998	96.13358	-4.32E-14	0	-2.26E-14	-23.17426
30	WSD MAX	0	-42.47851	356.5382	-1.16E-14	0	2.81E-15	186.6176

30	WSD MAX	0.325	-42.47851	406.1514	-1.41E-14	0	7.73E-15	67.22884
30	WSD MAX	0.65	-42.47851	455.7646	-1.65E-14	0	1.66E-14	-18.01325
30	WSD MAX	0.975	-42.47851	505.3778	-1.89E-14	0	3.55E-14	-65.42178
30	WSD MAX	1.3	-42.47851	554.991	-2.13E-14	0	5.64E-14	-119.2963
30	WSD MIN	0	-195.7998	96.13358	-4.32E-14	0	-2.26E-14	-23.17426
30	WSD MIN	0.325	-195.7998	116.0291	-4.92E-14	0	-8.14E-15	-63.80022
30	WSD MIN	0.65	-195.7998	135.9246	-5.52E-14	0	2.18E-15	-137.2975
30	WSD MIN	0.975	-195.7998	155.8202	-6.12E-14	0	7.92E-15	-293.4832
30	WSD MIN	1.3	-195.7998	175.7157	-6.72E-14	0	1.44E-14	-465.7931
31	WSD MAX	0.375	-652.9828	46.69093	0	0	0	97.97105
31	WSD MAX	2.975	-621.1328	46.69093	0	0	0	1.33E-04
31	WSD MAX	5.575	-589.2828	46.69093	0	0	0	-7.52E-03
31	WSD MIN	0.375	-1485.619	2.91E-03	0	0	0	7.64E-03
31	WSD MIN	2.975	-1453.769	2.91E-03	0	0	0	-24.93871
31	WSD MIN	5.575	-1421.919	2.91E-03	0	0	0	-144.8218

8. OUPUT

8.1 상시

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

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1	USD MAX							
		1.3E-01	-18.18	-311.73	0.00	0.00	0.00	-139.91
		3.2E-01	-18.18	-317.80	0.00	0.00	0.00	-78.92
		5.1E-01	-18.18	-323.88	0.00	0.00	0.00	-10.20
		7.1E-01	-18.18	-329.96	0.00	0.00	0.00	61.18
		9.0E-01	-18.18	-336.03	0.00	0.00	0.00	134.14
1	USD MIN							
		1.3E-01	-198.48	-385.37	0.00	0.00	0.00	-250.82
		3.2E-01	-198.48	-392.57	0.00	0.00	0.00	-175.46
		5.1E-01	-198.48	-399.77	0.00	0.00	0.00	-100.70
		7.1E-01	-198.48	-406.97	0.00	0.00	0.00	-33.16
		9.0E-01	-198.48	-414.17	0.00	0.00	0.00	35.55
1	WSD MAX							
		1.3E-01	-23.91	-139.85	0.00	0.00	0.00	-99.38
		3.2E-01	-23.91	-144.36	0.00	0.00	0.00	-61.57
		5.1E-01	-23.91	-148.86	0.00	0.00	0.00	-16.02
		7.1E-01	-23.91	-153.36	0.00	0.00	0.00	30.41
		9.0E-01	-23.91	-157.86	0.00	0.00	0.00	77.71
1	WSD MIN							
		1.3E-01	-122.64	-240.86	0.00	0.00	0.00	-156.76
		3.2E-01	-122.64	-245.36	0.00	0.00	0.00	-109.66
		5.1E-01	-122.64	-249.86	0.00	0.00	0.00	-61.69
		7.1E-01	-122.64	-254.36	0.00	0.00	0.00	-14.16
		9.0E-01	-122.64	-258.86	0.00	0.00	0.00	15.99
2	USD MAX							
		0.00	-18.18	-59.82	0.00	0.00	0.00	134.14
		5.6E-01	-18.18	-77.46	0.00	0.00	0.00	178.20
		1.13	-18.18	-96.25	0.00	0.00	0.00	234.20
		1.69	-18.18	-112.99	0.00	0.00	0.00	302.24
		2.25	-18.18	-129.72	0.00	0.00	0.00	383.13
2	USD MIN							
		0.00	-198.48	-93.19	0.00	0.00	0.00	35.55
		5.6E-01	-198.48	-111.81	0.00	0.00	0.00	86.97
		1.13	-198.48	-134.08	0.00	0.00	0.00	148.46
		1.69	-198.48	-153.91	0.00	0.00	0.00	220.12
		2.25	-198.48	-173.75	0.00	0.00	0.00	301.18
2	WSD MAX							
		0.00	-23.91	-25.71	0.00	0.00	0.00	77.71
		5.6E-01	-23.91	-38.77	0.00	0.00	0.00	106.33
		1.13	-23.91	-52.69	0.00	0.00	0.00	142.42
		1.69	-23.91	-65.09	0.00	0.00	0.00	186.03
		2.25	-23.91	-77.48	0.00	0.00	0.00	236.61
2	WSD MIN							
		0.00	-122.64	-56.81	0.00	0.00	0.00	15.99
		5.6E-01	-122.64	-69.88	0.00	0.00	0.00	34.12
		1.13	-122.64	-83.80	0.00	0.00	0.00	59.72
		1.69	-122.64	-96.20	0.00	0.00	0.00	92.85
		2.25	-122.64	-108.59	0.00	0.00	0.00	132.95
3	USD MAX							
		0.00	-18.18	283.56	0.00	0.00	0.00	383.13
		5.6E-01	-18.18	263.72	0.00	0.00	0.00	250.25
		1.13	-18.18	243.89	0.00	0.00	0.00	132.28
		1.69	-18.18	224.06	0.00	0.00	0.00	37.06
		2.25	-18.18	206.88	0.00	0.00	0.00	-43.58
3	USD MIN							
		0.00	-198.48	186.70	0.00	0.00	0.00	301.18
		5.6E-01	-198.48	169.96	0.00	0.00	0.00	188.11
		1.13	-198.48	153.23	0.00	0.00	0.00	72.64
		1.69	-198.48	136.49	0.00	0.00	0.00	-49.07
		2.25	-198.48	119.76	0.00	0.00	0.00	-170.15
3	WSD MAX							
		0.00	-23.91	175.45	0.00	0.00	0.00	236.61
		5.6E-01	-23.91	163.05	0.00	0.00	0.00	154.80
		1.13	-23.91	150.65	0.00	0.00	0.00	80.24
		1.69	-23.91	138.26	0.00	0.00	0.00	18.31
		2.25	-23.91	125.86	0.00	0.00	0.00	-36.26
3	WSD MIN							
		0.00	-122.64	100.39	0.00	0.00	0.00	132.95
		5.6E-01	-122.64	87.99	0.00	0.00	0.00	79.96
		1.13	-122.64	75.59	0.00	0.00	0.00	33.96
		1.69	-122.64	63.20	0.00	0.00	0.00	-28.08

	2.25	-122.64	50.80	0.00	0.00	0.00	-102.36
4	USD MAX						
	0.00	-18.18	508.64	0.00	0.00	0.00	-43.58
	1.7E-01	-18.18	502.69	0.00	0.00	0.00	-99.93
	3.4E-01	-18.18	496.74	0.00	0.00	0.00	-155.43
	5.1E-01	-18.18	490.79	0.00	0.00	0.00	-210.08
	6.7E-01	-18.18	484.84	0.00	0.00	0.00	-263.89
4	USD MIN						
	0.00	-198.48	336.43	0.00	0.00	0.00	-170.15
	1.7E-01	-198.48	331.41	0.00	0.00	0.00	-253.70
	3.4E-01	-198.48	326.39	0.00	0.00	0.00	-336.98
	5.1E-01	-198.48	321.37	0.00	0.00	0.00	-420.30
	6.7E-01	-198.48	316.35	0.00	0.00	0.00	-502.62
4	WSD MAX						
	0.00	-23.91	316.04	0.00	0.00	0.00	-36.26
	1.7E-01	-23.91	312.33	0.00	0.00	0.00	-66.01
	3.4E-01	-23.91	308.61	0.00	0.00	0.00	-94.25
	5.1E-01	-23.91	304.89	0.00	0.00	0.00	-121.86
	6.7E-01	-23.91	301.17	0.00	0.00	0.00	-148.85
4	WSD MIN						
	0.00	-122.64	172.93	0.00	0.00	0.00	-102.36
	1.7E-01	-122.64	169.21	0.00	0.00	0.00	-155.38
	3.4E-01	-122.64	165.49	0.00	0.00	0.00	-207.77
	5.1E-01	-122.64	161.77	0.00	0.00	0.00	-259.53
	6.7E-01	-122.64	158.06	0.00	0.00	0.00	-310.67
5	USD MAX						
	7.5E-02	-58.56	-294.25	0.00	0.00	0.00	-334.32
	2.4E-01	-58.56	-299.27	0.00	0.00	0.00	-284.24
	4.1E-01	-58.56	-304.29	0.00	0.00	0.00	-233.32
	5.8E-01	-58.56	-309.31	0.00	0.00	0.00	-181.55
	7.5E-01	-58.56	-314.33	0.00	0.00	0.00	-124.86
5	USD MIN						
	7.5E-02	-198.48	-484.84	0.00	0.00	0.00	-502.62
	2.4E-01	-198.48	-490.79	0.00	0.00	0.00	-420.30
	4.1E-01	-198.48	-496.74	0.00	0.00	0.00	-336.98
	5.8E-01	-198.48	-502.69	0.00	0.00	0.00	-253.70
	7.5E-01	-198.48	-508.64	0.00	0.00	0.00	-170.15
5	WSD MAX						
	7.5E-02	-51.30	-158.06	0.00	0.00	0.00	-148.85
	2.4E-01	-51.30	-161.77	0.00	0.00	0.00	-121.86
	4.1E-01	-51.30	-165.49	0.00	0.00	0.00	-94.25
	5.8E-01	-51.30	-169.21	0.00	0.00	0.00	-66.01
	7.5E-01	-51.30	-172.93	0.00	0.00	0.00	-37.14
5	WSD MIN						
	7.5E-02	-122.64	-301.17	0.00	0.00	0.00	-310.67
	2.4E-01	-122.64	-304.89	0.00	0.00	0.00	-259.53
	4.1E-01	-122.64	-308.61	0.00	0.00	0.00	-207.77
	5.8E-01	-122.64	-312.33	0.00	0.00	0.00	-155.38
	7.5E-01	-122.64	-316.04	0.00	0.00	0.00	-102.36
6	USD MAX						
	0.00	-58.56	-106.55	0.00	0.00	0.00	-124.86
	5.6E-01	-58.56	-123.29	0.00	0.00	0.00	-29.95
	1.13	-58.56	-140.02	0.00	0.00	0.00	86.48
	1.69	-58.56	-156.76	0.00	0.00	0.00	227.51
	2.25	-58.56	-173.49	0.00	0.00	0.00	381.43
6	USD MIN						
	0.00	-198.48	-206.88	0.00	0.00	0.00	-170.15
	5.6E-01	-198.48	-224.06	0.00	0.00	0.00	-87.18
	1.13	-198.48	-243.89	0.00	0.00	0.00	-6.17
	1.69	-198.48	-263.72	0.00	0.00	0.00	84.26
	2.25	-198.48	-283.56	0.00	0.00	0.00	183.83
6	WSD MAX						
	0.00	-51.30	-50.80	0.00	0.00	0.00	-37.14
	5.6E-01	-51.30	-63.20	0.00	0.00	0.00	-5.08
	1.13	-51.30	-75.59	0.00	0.00	0.00	54.05
	1.69	-51.30	-87.99	0.00	0.00	0.00	141.41
	2.25	-51.30	-100.39	0.00	0.00	0.00	236.61
6	WSD MIN						
	0.00	-122.64	-125.86	0.00	0.00	0.00	-102.36
	5.6E-01	-122.64	-138.26	0.00	0.00	0.00	-49.52
	1.13	-122.64	-150.65	0.00	0.00	0.00	6.10
	1.69	-122.64	-163.05	0.00	0.00	0.00	68.68
	2.25	-122.64	-175.45	0.00	0.00	0.00	132.95
7	USD MAX						
	0.00	-58.56	166.16	0.00	0.00	0.00	381.43
	5.6E-01	-58.56	146.33	0.00	0.00	0.00	302.24
	1.13	-58.56	126.49	0.00	0.00	0.00	234.20

	1.69	-58.56	104.23	0.00	0.00	0.00	178.20
	2.25	-58.56	85.27	0.00	0.00	0.00	134.14
7	USD MIN						
	0.00	-198.48	91.65	0.00	0.00	0.00	183.83
	5.6E-01	-198.48	74.91	0.00	0.00	0.00	132.49
	1.13	-198.48	58.18	0.00	0.00	0.00	90.57
	1.69	-198.48	39.39	0.00	0.00	0.00	58.81
	2.25	-198.48	21.75	0.00	0.00	0.00	37.13
7	WSD MAX						
	0.00	-51.30	103.85	0.00	0.00	0.00	236.61
	5.6E-01	-51.30	91.45	0.00	0.00	0.00	186.03
	1.13	-51.30	79.06	0.00	0.00	0.00	142.42
	1.69	-51.30	65.14	0.00	0.00	0.00	106.33
	2.25	-51.30	52.07	0.00	0.00	0.00	77.71
7	WSD MIN						
	0.00	-122.64	68.83	0.00	0.00	0.00	132.95
	5.6E-01	-122.64	56.43	0.00	0.00	0.00	92.85
	1.13	-122.64	44.04	0.00	0.00	0.00	59.72
	1.69	-122.64	30.12	0.00	0.00	0.00	34.12
	2.25	-122.64	17.05	0.00	0.00	0.00	15.99
8	USD MAX						
	0.00	-58.56	406.87	0.00	0.00	0.00	134.14
	1.9E-01	-58.56	399.67	0.00	0.00	0.00	61.18
	3.9E-01	-58.56	392.47	0.00	0.00	0.00	-10.20
	5.8E-01	-58.56	385.27	0.00	0.00	0.00	-51.23
	7.7E-01	-58.56	378.06	0.00	0.00	0.00	-84.40
8	USD MIN						
	0.00	-198.48	192.48	0.00	0.00	0.00	37.13
	1.9E-01	-198.48	186.41	0.00	0.00	0.00	-5.50
	3.9E-01	-198.48	180.33	0.00	0.00	0.00	-71.90
	5.8E-01	-198.48	174.26	0.00	0.00	0.00	-145.09
	7.7E-01	-198.48	168.18	0.00	0.00	0.00	-219.03
8	WSD MAX						
	0.00	-51.30	254.29	0.00	0.00	0.00	77.71
	1.9E-01	-51.30	249.79	0.00	0.00	0.00	30.41
	3.9E-01	-51.30	245.29	0.00	0.00	0.00	-14.12
	5.8E-01	-51.30	240.79	0.00	0.00	0.00	-40.25
	7.7E-01	-51.30	236.29	0.00	0.00	0.00	-65.51
8	WSD MIN						
	0.00	-122.64	146.11	0.00	0.00	0.00	15.99
	1.9E-01	-122.64	141.61	0.00	0.00	0.00	-14.16
	3.9E-01	-122.64	137.11	0.00	0.00	0.00	-43.59
	5.8E-01	-122.64	132.61	0.00	0.00	0.00	-90.68
	7.7E-01	-122.64	128.11	0.00	0.00	0.00	-136.90
9	USD MAX						
	2.0E-01	-441.04	-47.97	0.00	0.00	0.00	-166.69
	5.3E-01	-434.59	-33.70	0.00	0.00	0.00	-151.10
	8.5E-01	-428.14	-20.02	0.00	0.00	0.00	-115.93
9	USD MIN						
	2.0E-01	-540.29	-183.50	0.00	0.00	0.00	-260.19
	5.3E-01	-532.64	-145.43	0.00	0.00	0.00	-207.76
	8.5E-01	-525.00	-108.96	0.00	0.00	0.00	-183.41
9	WSD MAX						
	2.0E-01	-198.95	-47.95	0.00	0.00	0.00	-97.34
	5.3E-01	-194.17	-36.05	0.00	0.00	0.00	-70.94
	8.5E-01	-189.39	-24.66	0.00	0.00	0.00	-50.49
9	WSD MIN						
	2.0E-01	-337.68	-112.81	0.00	0.00	0.00	-162.62
	5.3E-01	-332.90	-89.01	0.00	0.00	0.00	-129.85
	8.5E-01	-328.12	-66.22	0.00	0.00	0.00	-112.63
10	USD MAX						
	2.0E-01	-238.37	-49.47	0.00	0.00	0.00	-93.08
	5.3E-01	-231.92	-35.20	0.00	0.00	0.00	-66.98
	8.5E-01	-225.47	-21.52	0.00	0.00	0.00	-36.64
10	USD MIN						
	2.0E-01	-528.63	-174.25	0.00	0.00	0.00	-229.19
	5.3E-01	-520.99	-136.18	0.00	0.00	0.00	-179.53
	8.5E-01	-513.34	-99.71	0.00	0.00	0.00	-166.09
10	WSD MAX						
	2.0E-01	-182.74	-45.26	0.00	0.00	0.00	-71.68
	5.3E-01	-177.97	-35.86	0.00	0.00	0.00	-53.79
	8.5E-01	-173.19	-24.66	0.00	0.00	0.00	-34.96
10	WSD MIN						
	2.0E-01	-330.39	-107.49	0.00	0.00	0.00	-143.24
	5.3E-01	-325.62	-83.70	0.00	0.00	0.00	-112.20
	8.5E-01	-320.84	-60.90	0.00	0.00	0.00	-100.79
11	USD MAX						

	0.00	-428.14	-20.02	0.00	0.00	0.00	-115.93
	2.6E-01	-423.05	-9.65	0.00	0.00	0.00	-93.92
	5.1E-01	-417.96	3.412E-01	0.00	0.00	0.00	-78.88
11	USD MIN						
	0.00	-525.00	-108.96	0.00	0.00	0.00	-183.41
	2.6E-01	-518.96	-81.31	0.00	0.00	0.00	-178.49
	5.1E-01	-512.93	-54.66	0.00	0.00	0.00	-176.18
11	WSD MAX						
	0.00	-189.39	-24.66	0.00	0.00	0.00	-50.49
	2.6E-01	-185.62	-16.02	0.00	0.00	0.00	-38.34
	5.1E-01	-181.85	-7.69	0.00	0.00	0.00	-29.52
11	WSD MIN						
	0.00	-328.12	-66.22	0.00	0.00	0.00	-112.63
	2.6E-01	-324.35	-48.94	0.00	0.00	0.00	-107.22
	5.1E-01	-320.58	-32.28	0.00	0.00	0.00	-103.99
12	USD MAX						
	0.00	-225.47	-21.52	0.00	0.00	0.00	-36.64
	2.6E-01	-220.38	-11.15	0.00	0.00	0.00	-19.07
	5.1E-01	-215.29	-1.16	0.00	0.00	0.00	-6.85
12	USD MIN						
	0.00	-513.34	-99.71	0.00	0.00	0.00	-166.09
	2.6E-01	-507.31	-72.06	0.00	0.00	0.00	-161.02
	5.1E-01	-501.28	-45.41	0.00	0.00	0.00	-158.57
12	WSD MAX						
	0.00	-173.19	-24.66	0.00	0.00	0.00	-34.96
	2.6E-01	-169.42	-16.02	0.00	0.00	0.00	-24.09
	5.1E-01	-165.65	-7.69	0.00	0.00	0.00	-16.56
12	WSD MIN						
	0.00	-320.84	-60.90	0.00	0.00	0.00	-100.79
	2.6E-01	-317.07	-43.62	0.00	0.00	0.00	-95.58
	5.1E-01	-313.30	-28.05	0.00	0.00	0.00	-92.55
13	USD MAX						
	0.00	-417.96	3.412E-01	0.00	0.00	0.00	-78.88
	2.6E-01	-412.87	9.96	0.00	0.00	0.00	-70.54
	5.1E-01	-407.78	19.20	0.00	0.00	0.00	-68.65
13	USD MIN						
	0.00	-512.93	-54.66	0.00	0.00	0.00	-176.18
	2.6E-01	-506.90	-29.02	0.00	0.00	0.00	-176.39
	5.1E-01	-500.87	-4.37	0.00	0.00	0.00	-179.02
13	WSD MAX						
	0.00	-181.85	-7.69	0.00	0.00	0.00	-29.52
	2.6E-01	-178.08	3.266E-01	0.00	0.00	0.00	-23.89
	5.1E-01	-174.31	8.03	0.00	0.00	0.00	-21.28
13	WSD MIN						
	0.00	-320.58	-32.28	0.00	0.00	0.00	-103.99
	2.6E-01	-316.81	-16.25	0.00	0.00	0.00	-102.85
	5.1E-01	-313.04	-4.51	0.00	0.00	0.00	-103.73
14	USD MAX						
	0.00	-215.29	-1.16	0.00	0.00	0.00	-6.85
	2.6E-01	-210.20	8.46	0.00	0.00	0.00	2.869E-01
	5.1E-01	-205.11	17.70	0.00	0.00	0.00	2.59
14	USD MIN						
	0.00	-501.28	-45.41	0.00	0.00	0.00	-158.57
	2.6E-01	-495.24	-19.77	0.00	0.00	0.00	-158.64
	5.1E-01	-489.21	-5.20	0.00	0.00	0.00	-161.12
14	WSD MAX						
	0.00	-165.65	-7.69	0.00	0.00	0.00	-16.56
	2.6E-01	-161.88	3.266E-01	0.00	0.00	0.00	-12.21
	5.1E-01	-158.11	8.03	0.00	0.00	0.00	-10.88
14	WSD MIN						
	0.00	-313.30	-28.05	0.00	0.00	0.00	-92.55
	2.6E-01	-309.53	-15.97	0.00	0.00	0.00	-91.61
	5.1E-01	-305.76	-4.51	0.00	0.00	0.00	-92.69
15	USD MAX						
	0.00	-407.78	19.20	0.00	0.00	0.00	-68.65
	2.6E-01	-402.69	34.23	0.00	0.00	0.00	-72.96
	5.1E-01	-397.60	56.88	0.00	0.00	0.00	-83.20
15	USD MIN						
	0.00	-500.87	-4.37	0.00	0.00	0.00	-179.02
	2.6E-01	-494.83	19.28	0.00	0.00	0.00	-185.00
	5.1E-01	-488.80	29.18	0.00	0.00	0.00	-193.30
15	WSD MAX						
	0.00	-174.31	8.03	0.00	0.00	0.00	-21.28
	2.6E-01	-170.54	19.25	0.00	0.00	0.00	-21.53
	5.1E-01	-166.77	33.40	0.00	0.00	0.00	-24.47
15	WSD MIN						
	0.00	-313.04	-4.51	0.00	0.00	0.00	-103.73

	2.6E-01	-309.27	6.33	0.00	0.00	0.00	-106.54
	5.1E-01	-305.50	16.54	0.00	0.00	0.00	-111.21
16	USD MAX						
	0.00	-205.11	17.70	0.00	0.00	0.00	2.59
	2.6E-01	-200.02	34.23	0.00	0.00	0.00	3.163E-01
	5.1E-01	-194.93	56.88	0.00	0.00	0.00	-6.28
16	USD MIN						
	0.00	-489.21	-5.20	0.00	0.00	0.00	-161.12
	2.6E-01	-483.18	1.31	0.00	0.00	0.00	-165.93
	5.1E-01	-477.14	7.43	0.00	0.00	0.00	-172.96
16	WSD MAX						
	0.00	-158.11	8.03	0.00	0.00	0.00	-10.88
	2.6E-01	-154.34	19.25	0.00	0.00	0.00	-12.40
	5.1E-01	-150.57	33.40	0.00	0.00	0.00	-16.63
16	WSD MIN						
	0.00	-305.76	-4.51	0.00	0.00	0.00	-92.69
	2.6E-01	-301.99	3.25	0.00	0.00	0.00	-95.70
	5.1E-01	-298.22	8.36	0.00	0.00	0.00	-100.57
17	USD MAX						
	0.00	-397.60	56.88	0.00	0.00	0.00	-83.20
	2.6E-01	-392.51	78.52	0.00	0.00	0.00	-99.13
	5.1E-01	-387.42	99.17	0.00	0.00	0.00	-120.48
17	USD MIN						
	0.00	-488.80	29.18	0.00	0.00	0.00	-193.30
	2.6E-01	-482.77	37.30	0.00	0.00	0.00	-203.73
	5.1E-01	-476.73	45.04	0.00	0.00	0.00	-216.19
17	WSD MAX						
	0.00	-166.77	33.40	0.00	0.00	0.00	-24.47
	2.6E-01	-163.00	46.93	0.00	0.00	0.00	-29.96
	5.1E-01	-159.23	59.84	0.00	0.00	0.00	-37.82
17	WSD MIN						
	0.00	-305.50	16.54	0.00	0.00	0.00	-111.21
	2.6E-01	-301.73	26.13	0.00	0.00	0.00	-117.66
	5.1E-01	-297.96	34.93	0.00	0.00	0.00	-125.80
18	USD MAX						
	0.00	-194.93	56.88	0.00	0.00	0.00	-6.28
	2.6E-01	-189.84	78.52	0.00	0.00	0.00	-16.93
	5.1E-01	-184.75	99.17	0.00	0.00	0.00	-31.39
18	USD MIN						
	0.00	-477.14	7.43	0.00	0.00	0.00	-172.96
	2.6E-01	-471.11	13.19	0.00	0.00	0.00	-182.12
	5.1E-01	-465.08	18.56	0.00	0.00	0.00	-193.85
18	WSD MAX						
	0.00	-150.57	33.40	0.00	0.00	0.00	-16.63
	2.6E-01	-146.80	46.93	0.00	0.00	0.00	-23.40
	5.1E-01	-143.03	59.84	0.00	0.00	0.00	-32.54
18	WSD MIN						
	0.00	-298.22	8.36	0.00	0.00	0.00	-100.57
	2.6E-01	-294.44	13.15	0.00	0.00	0.00	-107.22
	5.1E-01	-290.67	17.63	0.00	0.00	0.00	-115.55
19	USD MAX						
	0.00	-387.42	99.17	0.00	0.00	0.00	-120.48
	2.6E-01	-382.33	118.82	0.00	0.00	0.00	-147.00
	5.1E-01	-377.24	137.47	0.00	0.00	0.00	-178.43
19	USD MIN						
	0.00	-476.73	45.04	0.00	0.00	0.00	-216.19
	2.6E-01	-470.70	52.41	0.00	0.00	0.00	-230.59
	5.1E-01	-464.84	59.40	0.00	0.00	0.00	-246.83
19	WSD MAX						
	0.00	-159.23	59.84	0.00	0.00	0.00	-37.82
	2.6E-01	-155.46	72.12	0.00	0.00	0.00	-47.91
	5.1E-01	-151.69	83.77	0.00	0.00	0.00	-60.05
19	WSD MIN						
	0.00	-297.96	34.93	0.00	0.00	0.00	-125.80
	2.6E-01	-294.19	41.07	0.00	0.00	0.00	-135.55
	5.1E-01	-290.42	46.90	0.00	0.00	0.00	-146.84
20	USD MAX						
	0.00	-184.75	99.17	0.00	0.00	0.00	-31.39
	2.6E-01	-179.66	118.82	0.00	0.00	0.00	-49.40
	5.1E-01	-174.57	137.47	0.00	0.00	0.00	-62.69
20	USD MIN						
	0.00	-465.08	18.56	0.00	0.00	0.00	-193.85
	2.6E-01	-459.05	23.57	0.00	0.00	0.00	-207.86
	5.1E-01	-453.01	28.19	0.00	0.00	0.00	-223.72
20	WSD MAX						
	0.00	-143.03	59.84	0.00	0.00	0.00	-32.54

	2.6E-01	-139.26	72.12	0.00	0.00	0.00	-43.91
	5.1E-01	-135.48	83.77	0.00	0.00	0.00	-53.32
20	WSD MIN						
	0.00	-290.67	17.63	0.00	0.00	0.00	-115.55
	2.6E-01	-286.90	21.80	0.00	0.00	0.00	-125.51
	5.1E-01	-283.13	25.66	0.00	0.00	0.00	-137.00
21	USD MAX						
	0.00	-377.24	137.47	0.00	0.00	0.00	-178.43
	1.5E-01	-374.26	147.91	0.00	0.00	0.00	-197.79
	3.0E-01	-371.29	158.01	0.00	0.00	0.00	-208.62
21	USD MIN						
	0.00	-464.84	59.40	0.00	0.00	0.00	-246.83
	1.5E-01	-461.86	63.32	0.00	0.00	0.00	-257.15
	3.0E-01	-458.88	67.10	0.00	0.00	0.00	-268.04
21	WSD MAX						
	0.00	-151.69	83.77	0.00	0.00	0.00	-60.05
	1.5E-01	-149.48	90.30	0.00	0.00	0.00	-68.04
	3.0E-01	-147.28	96.61	0.00	0.00	0.00	-76.65
21	WSD MIN						
	0.00	-290.42	46.90	0.00	0.00	0.00	-146.84
	1.5E-01	-288.21	50.16	0.00	0.00	0.00	-154.12
	3.0E-01	-286.01	53.32	0.00	0.00	0.00	-161.88
22	USD MAX						
	0.00	-174.57	137.47	0.00	0.00	0.00	-62.69
	1.5E-01	-171.60	147.91	0.00	0.00	0.00	-67.11
	3.0E-01	-168.62	158.01	0.00	0.00	0.00	-71.90
22	USD MIN						
	0.00	-453.01	28.19	0.00	0.00	0.00	-223.72
	1.5E-01	-449.49	30.73	0.00	0.00	0.00	-233.98
	3.0E-01	-445.96	33.13	0.00	0.00	0.00	-256.92
22	WSD MAX						
	0.00	-135.48	83.77	0.00	0.00	0.00	-53.32
	1.5E-01	-133.28	90.30	0.00	0.00	0.00	-57.33
	3.0E-01	-131.07	96.61	0.00	0.00	0.00	-61.65
22	WSD MIN						
	0.00	-283.13	25.66	0.00	0.00	0.00	-137.00
	1.5E-01	-280.93	27.77	0.00	0.00	0.00	-144.48
	3.0E-01	-278.72	29.77	0.00	0.00	0.00	-158.50
23	USD MAX						
	5.0E-01	-78.80	-293.27	0.00	0.00	0.00	-81.60
	5.8E-01	-78.80	-283.05	0.00	0.00	0.00	-59.98
	6.5E-01	-78.80	-272.84	0.00	0.00	0.00	-39.14
	7.3E-01	-78.80	-262.62	0.00	0.00	0.00	-16.78
	8.0E-01	-78.80	-252.41	0.00	0.00	0.00	5.58
23	USD MIN						
	5.0E-01	-189.20	-370.15	0.00	0.00	0.00	-146.69
	5.8E-01	-189.20	-358.33	0.00	0.00	0.00	-120.51
	6.5E-01	-189.20	-346.50	0.00	0.00	0.00	-95.21
	7.3E-01	-189.20	-334.68	0.00	0.00	0.00	-70.80
	8.0E-01	-189.20	-322.86	0.00	0.00	0.00	-47.56
23	WSD MAX						
	5.0E-01	-63.07	-114.18	0.00	0.00	0.00	-45.86
	5.8E-01	-63.07	-110.32	0.00	0.00	0.00	-37.44
	6.5E-01	-63.07	-106.46	0.00	0.00	0.00	-29.31
	7.3E-01	-63.07	-102.59	0.00	0.00	0.00	-16.61
	8.0E-01	-63.07	-98.73	0.00	0.00	0.00	-2.49
23	WSD MIN						
	5.0E-01	-116.11	-229.10	0.00	0.00	0.00	-88.48
	5.8E-01	-116.11	-221.66	0.00	0.00	0.00	-72.13
	6.5E-01	-116.11	-214.23	0.00	0.00	0.00	-56.33
	7.3E-01	-116.11	-206.79	0.00	0.00	0.00	-41.08
	8.0E-01	-116.11	-199.36	0.00	0.00	0.00	-26.40
24	USD MAX						
	0.00	-78.80	-252.41	0.00	0.00	0.00	5.58
	5.8E-01	-78.80	-173.25	0.00	0.00	0.00	154.80
	1.16	-78.80	-94.08	0.00	0.00	0.00	254.94
	1.74	-78.80	-14.92	0.00	0.00	0.00	302.41
	2.33	-78.80	76.55	0.00	0.00	0.00	298.79
24	USD MIN						
	0.00	-189.20	-322.86	0.00	0.00	0.00	-47.56
	5.8E-01	-189.20	-231.24	0.00	0.00	0.00	84.94
	1.16	-189.20	-139.62	0.00	0.00	0.00	171.44
	1.74	-189.20	-48.00	0.00	0.00	0.00	211.91
	2.33	-189.20	40.25	0.00	0.00	0.00	206.38
24	WSD MAX						
	0.00	-63.07	-98.73	0.00	0.00	0.00	-2.49
	5.8E-01	-63.07	-68.80	0.00	0.00	0.00	93.50

	1.16	-63.07	-38.87	0.00	0.00	0.00	156.70
	1.74	-63.07	-8.94	0.00	0.00	0.00	186.42
	2.33	-63.07	45.95	0.00	0.00	0.00	182.64
24	WSD MIN						
	0.00	-116.11	-199.36	0.00	0.00	0.00	-26.40
	5.8E-01	-116.11	-141.75	0.00	0.00	0.00	34.77
	1.16	-116.11	-84.13	0.00	0.00	0.00	66.06
	1.74	-116.11	-26.52	0.00	0.00	0.00	79.96
	2.33	-116.11	20.99	0.00	0.00	0.00	76.45
25	USD MAX						
	0.00	-78.80	76.55	0.00	0.00	0.00	298.79
	5.8E-01	-78.80	168.73	0.00	0.00	0.00	241.92
	1.16	-78.80	260.91	0.00	0.00	0.00	131.79
	1.74	-78.80	353.10	0.00	0.00	0.00	-28.23
	2.33	-78.80	445.28	0.00	0.00	0.00	-220.44
25	USD MIN						
	0.00	-189.20	40.25	0.00	0.00	0.00	206.38
	5.8E-01	-189.20	119.41	0.00	0.00	0.00	154.83
	1.16	-189.20	198.58	0.00	0.00	0.00	52.29
	1.74	-189.20	277.74	0.00	0.00	0.00	-118.35
	2.33	-189.20	356.90	0.00	0.00	0.00	-350.37
25	WSD MAX						
	0.00	-63.07	45.95	0.00	0.00	0.00	182.64
	5.8E-01	-63.07	103.56	0.00	0.00	0.00	145.38
	1.16	-63.07	161.18	0.00	0.00	0.00	74.63
	1.74	-63.07	218.79	0.00	0.00	0.00	-27.93
	2.33	-63.07	276.41	0.00	0.00	0.00	-111.53
25	WSD MIN						
	0.00	-116.11	20.99	0.00	0.00	0.00	76.45
	5.8E-01	-116.11	50.92	0.00	0.00	0.00	55.55
	1.16	-116.11	80.85	0.00	0.00	0.00	17.26
	1.74	-116.11	110.78	0.00	0.00	0.00	-72.24
	2.33	-116.11	140.71	0.00	0.00	0.00	-216.16
26	USD MAX						
	0.00	-78.80	445.28	0.00	0.00	0.00	-220.44
	1.1E-01	-78.80	463.12	0.00	0.00	0.00	-261.46
	2.2E-01	-78.80	480.96	0.00	0.00	0.00	-304.19
	3.4E-01	-78.80	498.80	0.00	0.00	0.00	-348.65
	4.5E-01	-78.80	516.65	0.00	0.00	0.00	-394.84
26	USD MIN						
	0.00	-189.20	356.90	0.00	0.00	0.00	-350.37
	1.1E-01	-189.20	372.23	0.00	0.00	0.00	-401.47
	2.2E-01	-189.20	387.55	0.00	0.00	0.00	-454.58
	3.4E-01	-189.20	402.87	0.00	0.00	0.00	-509.69
	4.5E-01	-189.20	418.19	0.00	0.00	0.00	-566.81
26	WSD MAX						
	0.00	-63.07	276.41	0.00	0.00	0.00	-111.53
	1.1E-01	-63.07	287.56	0.00	0.00	0.00	-127.68
	2.2E-01	-63.07	298.71	0.00	0.00	0.00	-144.49
	3.4E-01	-63.07	309.86	0.00	0.00	0.00	-161.95
	4.5E-01	-63.07	321.01	0.00	0.00	0.00	-180.06
26	WSD MIN						
	0.00	-116.11	140.71	0.00	0.00	0.00	-216.16
	1.1E-01	-116.11	146.51	0.00	0.00	0.00	-247.88
	2.2E-01	-116.11	152.30	0.00	0.00	0.00	-280.86
	3.4E-01	-116.11	158.09	0.00	0.00	0.00	-315.09
	4.5E-01	-116.11	163.89	0.00	0.00	0.00	-350.58
27	USD MAX						
	2.5E-01	-40.22	-227.48	0.00	0.00	0.00	-296.87
	3.6E-01	-40.22	-219.66	0.00	0.00	0.00	-271.72
	4.8E-01	-40.22	-211.84	0.00	0.00	0.00	-247.45
	5.9E-01	-40.22	-204.02	0.00	0.00	0.00	-224.06
	7.0E-01	-40.22	-196.20	0.00	0.00	0.00	-201.54
27	USD MIN						
	2.5E-01	-189.20	-516.65	0.00	0.00	0.00	-566.81
	3.6E-01	-189.20	-498.80	0.00	0.00	0.00	-509.69
	4.8E-01	-189.20	-480.96	0.00	0.00	0.00	-454.58
	5.9E-01	-189.20	-463.12	0.00	0.00	0.00	-401.47
	7.0E-01	-189.20	-445.28	0.00	0.00	0.00	-350.37
27	WSD MAX						
	2.5E-01	-35.68	-163.89	0.00	0.00	0.00	-180.06
	3.6E-01	-35.68	-158.09	0.00	0.00	0.00	-161.95
	4.8E-01	-35.68	-152.30	0.00	0.00	0.00	-144.49
	5.9E-01	-35.68	-146.51	0.00	0.00	0.00	-127.68
	7.0E-01	-35.68	-140.71	0.00	0.00	0.00	-111.53
27	WSD MIN						
	2.5E-01	-116.11	-321.01	0.00	0.00	0.00	-350.58
	3.6E-01	-116.11	-309.86	0.00	0.00	0.00	-315.09

	4.8E-01	-116.11	-298.71	0.00	0.00	0.00	-280.86
	5.9E-01	-116.11	-287.56	0.00	0.00	0.00	-247.88
	7.0E-01	-116.11	-276.41	0.00	0.00	0.00	-216.16
28	USD MAX						
	0.00	-40.22	-196.20	0.00	0.00	0.00	-201.54
	5.8E-01	-40.22	-155.79	0.00	0.00	0.00	-86.30
	1.16	-40.22	-115.39	0.00	0.00	0.00	67.24
	1.74	-40.22	-74.98	0.00	0.00	0.00	185.11
	2.33	-40.22	-34.57	0.00	0.00	0.00	256.25
28	USD MIN						
	0.00	-189.20	-445.28	0.00	0.00	0.00	-350.37
	5.8E-01	-189.20	-353.10	0.00	0.00	0.00	-141.77
	1.16	-189.20	-260.91	0.00	0.00	0.00	-48.84
	1.74	-189.20	-168.73	0.00	0.00	0.00	20.42
	2.33	-189.20	-76.55	0.00	0.00	0.00	56.19
28	WSD MAX						
	0.00	-35.68	-140.71	0.00	0.00	0.00	-111.53
	5.8E-01	-35.68	-110.78	0.00	0.00	0.00	-38.44
	1.16	-35.68	-80.85	0.00	0.00	0.00	40.68
	1.74	-35.68	-50.92	0.00	0.00	0.00	115.13
	2.33	-35.68	-20.99	0.00	0.00	0.00	158.58
28	WSD MIN						
	0.00	-116.11	-276.41	0.00	0.00	0.00	-216.16
	5.8E-01	-116.11	-218.79	0.00	0.00	0.00	-86.00
	1.16	-116.11	-161.18	0.00	0.00	0.00	-20.89
	1.74	-116.11	-103.56	0.00	0.00	0.00	26.82
	2.33	-116.11	-45.95	0.00	0.00	0.00	52.15
29	USD MAX						
	0.00	-40.22	-34.57	0.00	0.00	0.00	256.25
	5.8E-01	-40.22	32.84	0.00	0.00	0.00	273.95
	1.16	-40.22	124.46	0.00	0.00	0.00	238.08
	1.74	-40.22	216.08	0.00	0.00	0.00	148.62
	2.33	-40.22	307.70	0.00	0.00	0.00	17.32
29	USD MIN						
	0.00	-189.20	-76.55	0.00	0.00	0.00	56.19
	5.8E-01	-189.20	-18.14	0.00	0.00	0.00	68.21
	1.16	-189.20	22.27	0.00	0.00	0.00	56.74
	1.74	-189.20	62.68	0.00	0.00	0.00	21.32
	2.33	-189.20	103.08	0.00	0.00	0.00	-47.56
29	WSD MAX						
	0.00	-35.68	-20.99	0.00	0.00	0.00	158.58
	5.8E-01	-35.68	19.23	0.00	0.00	0.00	168.54
	1.16	-35.68	76.85	0.00	0.00	0.00	145.02
	1.74	-35.68	134.46	0.00	0.00	0.00	88.01
	2.33	-35.68	192.08	0.00	0.00	0.00	4.44
29	WSD MIN						
	0.00	-116.11	-45.95	0.00	0.00	0.00	52.15
	5.8E-01	-116.11	-7.26	0.00	0.00	0.00	59.93
	1.16	-116.11	22.67	0.00	0.00	0.00	50.32
	1.74	-116.11	52.60	0.00	0.00	0.00	23.31
	2.33	-116.11	82.53	0.00	0.00	0.00	-26.40
30	USD MAX						
	0.00	-40.22	307.70	0.00	0.00	0.00	17.32
	7.5E-02	-40.22	319.52	0.00	0.00	0.00	7.45
	1.5E-01	-40.22	331.34	0.00	0.00	0.00	-1.83
	2.3E-01	-40.22	343.17	0.00	0.00	0.00	-10.54
	3.0E-01	-40.22	354.99	0.00	0.00	0.00	-19.64
30	USD MIN						
	0.00	-189.20	103.08	0.00	0.00	0.00	-47.56
	7.5E-02	-189.20	108.30	0.00	0.00	0.00	-70.80
	1.5E-01	-189.20	113.51	0.00	0.00	0.00	-95.21
	2.3E-01	-189.20	118.72	0.00	0.00	0.00	-120.51
	3.0E-01	-189.20	123.94	0.00	0.00	0.00	-146.69
30	WSD MAX						
	0.00	-35.68	192.08	0.00	0.00	0.00	4.44
	7.5E-02	-35.68	199.51	0.00	0.00	0.00	-1.89
	1.5E-01	-35.68	206.94	0.00	0.00	0.00	-8.52
	2.3E-01	-35.68	214.38	0.00	0.00	0.00	-15.43
	3.0E-01	-35.68	221.81	0.00	0.00	0.00	-22.64
30	WSD MIN						
	0.00	-116.11	82.53	0.00	0.00	0.00	-26.40
	7.5E-02	-116.11	86.39	0.00	0.00	0.00	-41.08
	1.5E-01	-116.11	90.25	0.00	0.00	0.00	-56.33
	2.3E-01	-116.11	94.12	0.00	0.00	0.00	-72.13
	3.0E-01	-116.11	97.98	0.00	0.00	0.00	-88.48
31	USD MAX						
	2.3E-01	-763.09	60.44	0.00	0.00	0.00	61.00

		1.98	-734.02	60.44	0.00	0.00	0.00	0.00
		3.74	-704.96	60.44	0.00	0.00	0.00	0.00
31	USD	MIN						
		2.3E-01	-1190.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		1.98	-1156.35	0.00	0.00	0.00	0.00	-48.20
		3.74	-1121.90	0.00	0.00	0.00	0.00	-151.43
31	WSD	MAX						
		2.3E-01	-402.40	34.62	0.00	0.00	0.00	36.81
		1.98	-380.87	34.62	0.00	0.00	0.00	0.00
		3.74	-359.34	34.62	0.00	0.00	0.00	0.00
31	WSD	MIN						
		2.3E-01	-740.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		1.98	-718.93	0.00	0.00	0.00	0.00	-25.53
		3.74	-697.40	0.00	0.00	0.00	0.00	-84.89

9. 단면력 요약

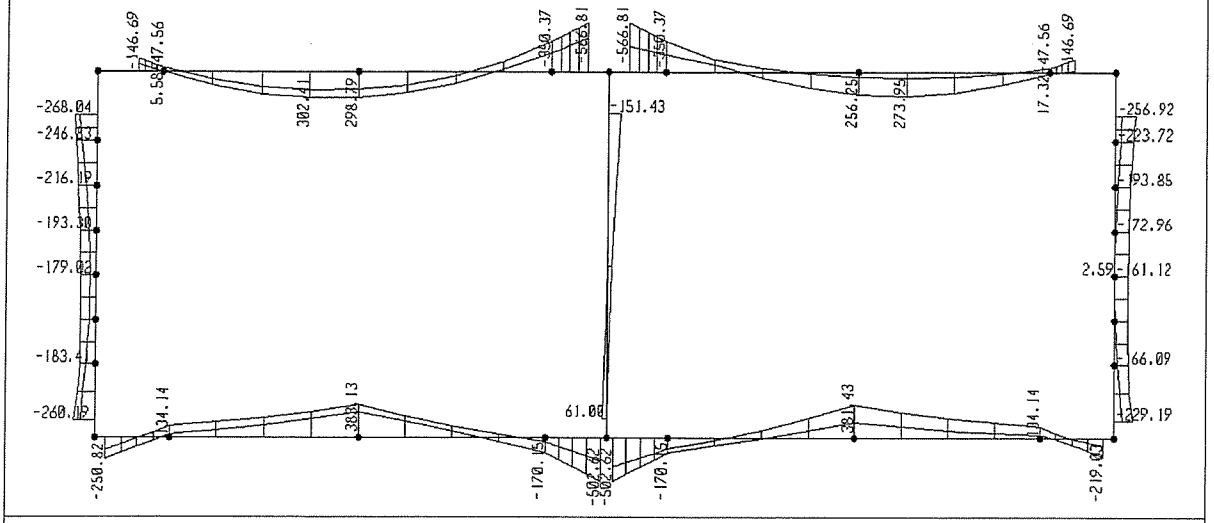
(1) 평상시 단면력 집계

구분	위치	부재	극한하중			사용하중	비고
			Mu(kN · m)	Su(kN)	Pu(kN)	M(kN · m)	
상부슬래브	단부	30	792.41	631.99	-	465.81	
	중앙부	24,25	1121.00	184.03	-	663.68	
	중앙 지점부	26,27	2046.48	1162.96	-	1251.28	
외측벽체	상단부 (축력최대)	22	640.07	200.64	1030.82	351.78	
	상단부 (모멘트최대)	22	719.61	279.08	1002.71	422.14	
	중앙부 (축력최대)	15	617.12	16.02	1099.29	345.97	
	중앙부 (모멘트최대)	15	617.12	53.35	1039.19	345.97	
	하단부 (축력최대)	9	1054.19	450.14	1182.97	659.95	
	하단부 (모멘트최대)	9	1054.19	149.78	964.36	659.95	
내측벽체	상단부 (축력최대)	31	251.32	0.00	2337.09	144.82	
	상단부부 (모멘트최대)	31	251.32	0.00	2337.09	144.82	
	하단부 (축력최대)	31	0.01	0.00	2423.08	0.01	
	하단부 (모멘트최대)	31	163.13	79.70	1348.48	97.97	
하부슬래브	단부	1	969.20	872.29	-	606.92	
	중앙부	2,3	1012.87	545.68	-	627.29	
	중앙 지점부	4,5	1313.14	993.58	-	781.74	

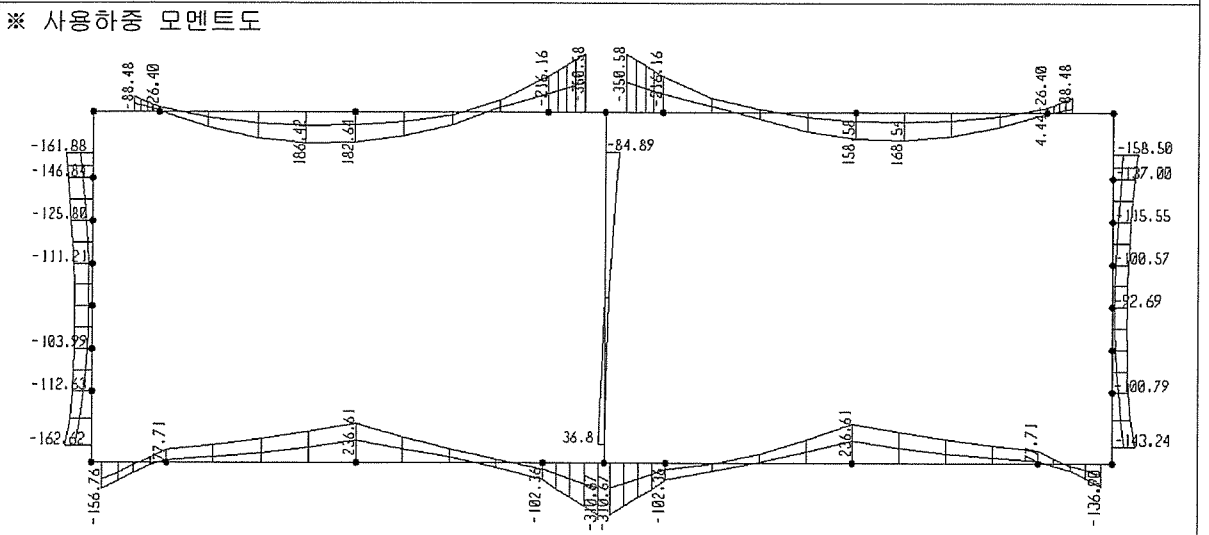
10. 단면력도

(1) 부재력도 (상시)

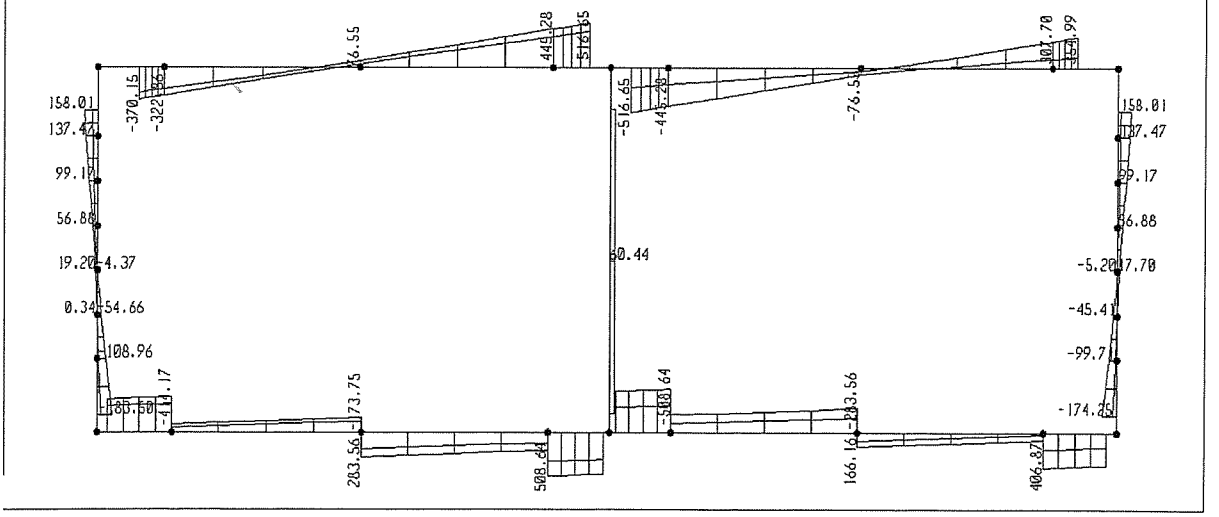
※ 극한하중 모멘트도



※ 사용하중 모멘트도



※ 극한하중 전단력도



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	465.814
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	1200.0	1100.0	100.0	792.412	631.989

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 900.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 48.577 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.05379 ≥ 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 = 2030.436 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00282

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) = 2030.436 mm^2 As(min) = 3850.000 mm^2

4/3×As(req) = 2707.248 mm^2 ※ As = 2707.248 mm^2

사용철근량 = H22 × 8ea = 3096.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 1199254814 N · mm

= 1199.255 kN · m > 792.412 kN · m ----- ∴ O.K. [사용률 = 1.513]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 698.346 kN

1/2 x Φv x Vc = 349.173 kN ≤ Vu ≤Φv x Vc ∴ 최소전단 철근을 배근하는것이 좋다.

Req Av = 0.35×bw×s / fy = 0.35×1,000.0×150.0 / 400.0

= 131.250 ㎟

Use Av = 253.400 ㎟ (H13×2 EA, 간격 s = 150.0 mm) ≥ req.Av ------ ∴ O.K.

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 450.0 mm ----- ∴ O.K.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 465.814 × 1000000 / [3096.8×(1100 - 197.778/3)]

= 145.461 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 3096.8/1000 + 7 × 3096.8/1000 × √[(1 + 2×1000×1100/(7×3096.8)]

= 197.778 mm

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 145.461) - 2.5 × 89 = 318.881 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 145.461) = 433.105 mm

Sa는 작은 값인 318.881 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 318.881 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	663.675
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	1000.0	900.0	100.0	1121.002	184.033

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 900.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 63.586 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03250 ≥ 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 = 3571.012 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00450

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) = 3571.012 mm^2 As(min) = 3150.000 mm^2

4/3×As(req) = 4761.350 mm^2 ※ As = 3571.012 mm^2

사용철근량 = H25 × 8ea = 4053.600 ㎟ ------ ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 1266971002 N · mm

= 1266.971 kN · m > 1121.002 kN · m ----- ∴ O.K. [사용률 = 1.130]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 698.346 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 663.675 × 1000000 / [4053.6×(900 - 199.398/3)]

= 196.423 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 4053.6/1000 + 7 × 4053.6/1000 × √[(1 + 2×1000×900/(7×4053.6)]

= 199.398 mm

사용철근량 = 4053.600 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H25 @ 125 (= 4053.6 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 196.423) - 2.5 × 87.5 = 182.171 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 196.423) = 320.737 mm

Sa는 작은 값인 182.171 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 182.171 mm) ----- ∴ O.K.

③ 상부 슬래브 중앙 지점부

* 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	1251.284
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	1200.0	1100.0	100.0	2046.475	1162.961

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 1100.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 99.664 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02468 ≥ 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 = 5373.765 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00578

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) = 5373.765 mm^2 As(min) = 3850.000 mm^2

4/3×As(req) = 7165.020 mm^2 ※ As = 5373.765 mm^2

사용철근량 = H32 × 8ea = 6353.600 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 2402045066 N · mm

= 2402.045 kN · m > 2046.475 kN · m ----- ∴ O.K. [사용률 = 1.174]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 853.534 kN

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (1,163.0 - 853.534)×10³ ×150.0 / (400.0×1,100.0×0.85)

= 124.102 ㎟

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

Øv · As = Øv · Av · fy · D / (s × B) = 631.811 kN

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 550.0 mm ----- ∴ O.K.

Øv · Vn = Øv · Vc + Øv · Vs = 1485.345 kN < Vu ----- ∴ O.K.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 1251.284 × 1000000 / [6353.6×(1100 - 271.473/3)]

= 195.086 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 6353.6/1000 + 7 × 6353.6/1000 × √[(1 + 2×1000×1100/(7×6353.6)]

= 271.473 mm

사용철근량 = 6353.600 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H32 @ 125 (= 6353.6 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 195.086) - 2.5 × 84 = 193.668 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 195.086) = 322.935 mm

Sa는 작은 값인 193.668 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 193.668 mm) ----- ∴ O.K.

④ 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	606.925
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	1000.0	900.0	100.0	969.199	872.292

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 900.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 63.586 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03250 ≥ 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 = 3073.687 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00450

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) = 3073.687 mm^2 As(min) = 3150.000 mm^2

4/3×As(req) = 4098.250 mm^2 ※ As = 3150.000 mm^2

사용철근량 = H25 × 8ea = 4053.600 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 1266971002 N · mm

= 1266.971 kN · m > 969.199 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.307]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 698.346 kN

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (872.3 - 698.346)×10³ ×150.0 / (400.0×900.0×0.85)

= 85.268 ㎟

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

Øv · As = Øv · Av · fy · D / (s × B) = 516.936 kN

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 450.0 mm ----- ∴ O.K

Øv · Vn = Øv · Vc + Øv · Vs = 1215.282 kN < Vu ----- ∴ O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 606.925 × 1000000 / [4053.6×(900 - 199.398/3)]

= 179.627 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 4053.6/1000 + 7 × 4053.6/1000 × √[(1 + 2×1000×900/(7×4053.6)]

= 199.398 mm

사용철근량 = 4053.600 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H25 @ 125 (= 4053.6 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 179.627) - 2.5 × 87.5 = 219.660 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 179.627) = 350.728 mm

Sa는 작은 값인 219.660 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 219.66 mm) ----- ∴ O.K.

⑤ 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	627.294
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	1000.0	900.0	100.0	1012.873	545.684

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 900.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 63.586 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03250 ≥ 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 = 3216.300 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00450

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) = 3216.300 mm^2 As(min) = 3150.000 mm^2

4/3×As(req) = 4288.400 mm^2 ※ As = 3216.300 mm^2

사용철근량 = H25 × 8ea = 4053.600 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 1266971002 N · mm

= 1266.971 kN · m > 1012.873 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.251]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 698.346 kN

1/2 x Φv x Vc = 349.173 kN ≤ Vu ≤Φv x Vc ∴ 최소전단 철근을 배근하는것이 좋다.

Req Av = 0.35×bw×s / fy = 0.35×1,000.0×150.0 / 400.0

= 131.250 ㎟

Use Av = 253.400 ㎟ (H13×2 EA, 간격 s = 150.0 mm) ≥ req.Av ------ ∴ O.K

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 450.0 mm ----- ∴ O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 627.294 × 1000000 / [4053.6×(900 - 199.398/3)]

= 185.655 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 4053.6/1000 + 7 × 4053.6/1000 × √[(1 + 2×1000×900/(7×4053.6)]

= 199.398 mm

사용철근량 = 4053.600 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H25 @ 125 (= 4053.6 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 185.655) - 2.5 × 87.5 = 205.424 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 185.655) = 339.339 mm

Sa는 작은 값인 205.424 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 205.424 mm) ----- ∴ O.K.

⑥ 하부슬래브 중앙지점부

* 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	781.736
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	1000.0	900.0	100.0	1313.135	993.581

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 900.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 80.615 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02500 ≥ 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 = 4207.134 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00571

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) = 4207.134 mm^2 As(min) = 3150.000 mm^2

4/3×As(req) = 5609.512 mm^2 ※ As = 4207.134 mm^2

사용철근량 = H29 × 8ea = 5139.200 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 1590527411 N · mm

= 1590.527 kN · m > 1313.135 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.211]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 698.346 kN

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (993.6 - 698.346)×10³ ×150.0 / (400.0×900.0×0.85)

= 144.723 ㎟

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

Øv · As = Øv · Av · fy · D / (s × B) = 516.936 kN

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 450.0 mm ——— ∴ O.K

Øv · Vn = Øv · Vc + Øv · Vs = 1215.282 kN > Vu ——— ∴ O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 781.736 × 1000000 / [5139.2×(900 - 221.024/3)]

= 184.083 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 5139.2/1000 + 7 × 5139.2/1000 × √[(1 + 2×1000×900/(7×5139.2)]

= 221.024 mm

사용철근량 = 5139.200 ㎟ (철근도심 : 100 mm)

1단 H29 @ 125 (= 5139.2 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 184.083) - 2.5 × 85.5 = 214.047 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 184.083) = 342.237 mm

Sa는 작은 값인 214.047 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 214.047 mm) ----- ∴ O.K.

⑧ 벽체 상단부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	1030.82	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	640.07	(kN · m)	
설계전단력	:	Vu	=	200.64	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	351.78	(kN.m)	
부 재 높 이	:	H	=	1200.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30 MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85
유효높이(휨)	:	d	=	1100.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70
유효높이(전단)	:	d	=	900.0	(mm) ,	k_1	=	0.85	,	e	=	620.93 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 30.968 cm^2

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

Pmin (0.0015) < Puse (0.0045) < Pmax (0.0800) ---------- O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 1200.00 x 1000.00= 30600000.000 N

Cs = As x fy = 1238720.00 N , Cs' = Asf x fy = 916800.000 N

Xp = (30600000.00 x 600.0 + 1238720.0 x 100.0 + 916800.0 x 1100.0) / 32755520.000

= 595.086 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 660.000 mm, ab = k1 x cb = 561.000 mm

fs' = 600 x (660.000 - 100.0) / 660.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 561.000 x 1000 = 14305500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 854916.000 N

Ts = As x fs = 1238720.000 N

Pb = 14305500.000 + 854916.000 - 1238720.000 = 13921696.000 N

Mb = 14305500.000x(1100.0-561.000/2)+854916.000x(1100.0-100.0)-13921696.000x(595.086-100.0)

= 5685836198.389 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 408.415 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 363.738 mm , a = k1 x c = 309.177 mm 사용

fs = 600 x (1100.000 - 363.738) / 363.738 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (363.738 - 100.000) / 363.738 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 309.177 x 1000 = 7884021.150 N

Cs = 2292.000 x (400.000 - 0.85 x 30) = 858354.000 N

Ts = 3096.800 x 400.000 = 1238720.000 N

Pn = 7884021.150 + 858354.000 - 1238720.000 = 7503655.150 N

Mn' = 7884021.150 x (1100.0 - 309.177 / 2) + 858354.000 x (1100.0 - 100.0)

= 8311997078.850 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 8.292 > 0.001 (e' = e + Xp - dc = 1116.017975 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 26094484.480 N ≥ Pn = 7503655.150

ΦPn = 5252558.605 > ΦPb = 9745187.200 , 0.1 x fck x Ag = 3600000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 7503655.150 = 5252.559 kN ≥ Pu = 1030.821 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 620.932 = 3261.481 kN.m ≥ Mu = 640.070 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 741195.665 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 351.777 \times 1000000 / [3096.8 \times (1100 - 197.778/3)]$

= 109.851 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 3096.8/1000 + 7 \times 3096.8/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 1100/(7 \times 3096.8)]}$

= 197.778 mm

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 mm^2)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 109.851) - 2.5 × 89 = 494.382 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 109.851) = 573.505 mm

Sa는 작은 값인 494.382 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 494.382 mm) ----- ∴ O.K.

⑨ 벽체 상단부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	1002.71	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	719.61	(kN · m)	
설계전단력	:	Vu	=	279.08	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	422.14	(kN.m)	
부 재 높 이	:	H	=	1200.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30 MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85
유효높이(휨)	:	d	=	1100.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.90
유효높이(전단)	:	d	=	900.0	(mm) ,	k_1	=	0.85	,	e	=	717.67 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 30.968 cm^2

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

Pmin (0.0015) < Puse (0.0045) < Pmax (0.0800) ———— O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 1200.00 x 1000.00= 30600000.000 N

Cs = As x fy = 1238720.00 N , Cs' = Asf x fy = 916800.000 N

Xp = (30600000.00 x 600.0 + 1238720.0 x 100.0 + 916800.0 x 1100.0) / 32755520.000

= 595.086 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 660.000 mm, ab = k1 x cb = 561.000 mm

fs' = 600 x (660.000 - 100.0) / 660.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 561.000 x 1000 = 14305500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 854916.000 N

Ts = As x fs = 1238720.000 N

Pb = 14305500.000 + 854916.000 - 1238720.000 = 13921696.000 N

Mb = 14305500.000x(1100.0-561.000/2)+854916.000x(1100.0-100.0)-13921696.000x(595.086-100.0)

= 5685836198.389 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 408.415 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 279.691 mm , a = k1 x c = 237.737 mm 사용

fs = 600 x (1100.000 - 279.691) / 279.691 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (279.691 - 100.000) / 279.691 = 385.4775 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 237.737 x 1000 = 6062302.425 N

Cs = 2292.000 x (385.478 - 0.85 x 30) = 825068.533 N

Ts = 3096.800 x 400.000 = 1238720.000 N

Pn = 6062302.425 + 825068.533 - 1238720.000 = 5648650.958 N

Mn' = 6062302.425 x (1100.0 - 237.737 / 2) + 825068.533 x (1100.0 - 100.0)

= 6772983343.615 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 13.712 > 0.001 (e' = e + Xp - dc = 1212.756368 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 26094484.480 N ≥ Pn = 5648650.958

ΦPn = 5083785.862 > ΦPb = 12529526.400 , 0.1 x fck x Ag = 3600000.000

∴ Φ = 0.900

ΦPn = 0.90 x 5648650.958 = 5083.786 kN ≥ Pu = 1002.708 kN ------- O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 717.670 = 3648.482 kN.m ≥ Mu = 719.614 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d =$ 740027.057 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 422.138 \times 1000000 / [3096.8 \times (1100 - 197.778/3)]$

= 131.822 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 3096.8/1000 + 7 \times 3096.8/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 1100/(7 \times 3096.8)]}$

= 197.778 mm

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 mm^2)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 131.822) - 2.5 × 89 = 374.895 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 131.822) = 477.916 mm

Sa는 작은 값인 374.895 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 374.895 mm) ----- ∴ O.K.

⑩ 벽체 중앙부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	1099.29	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	617.12	(kN · m)	
설계전단력	:	Vu	=	16.02	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	345.97	(kN.m)	
부 재 높 이	:	H	=	1000.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30 MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85
유효높이(휨)	:	d	=	900.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.90
유효높이(전단)	:	d	=	900.0	(mm) ,	k_1	=	0.85	,	e	=	561.39 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

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

Σ = 22.920 cm^2

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

Pmin (0.0015) < Puse (0.0034) < Pmax (0.0800) ---------- O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 1000.00 x 1000.00= 25500000.000 N

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

Xp = (25500000.00 x 500.0 + 916800.0 x 100.0 + 458400.0 x 900.0) / 26875200.000

= 493.177 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 540.000 mm, ab = k1 x cb = 459.000 mm

fs' = 600 x (540.000 - 100.0) / 540.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 459.000 x 1000 = 11704500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 427458.000 N

Ts = As x fs = 916800.000 N

Pb = 11704500.000 + 427458.000 - 916800.000 = 11215158.000 N

Mb = 11704500.000x(900.0-459.000/2)+427458.000x(900.0-100.0)-11215158.000x(493.177-100.0)

= 3780287512.976 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 337.069 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 192.057 mm , a = k1 x c = 163.248 mm 사용

fs = 600 x (900.000 - 192.057) / 192.057 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (192.057 - 100.000) / 192.057 = 287.5927 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 163.248 x 1000 = 4162835.475 N

Cs = 1146.000 x (287.593 - 0.85 x 30) = 300358.287 N

Ts = 2292.000 x 400.000 = 916800.000 N

Pn = 4162835.475 + 300358.287 - 916800.000 = 3546393.762 N

Mn' = 4162835.475 x (900.0 - 163.248 / 2) + 300358.287 x (900.0 - 100.0)

= 3647050337.495 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 73.820 > 0.001 (e' = e + Xp - dc = 954.562415 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 21430024.800 N ≥ Pn = 3546393.762

ΦPn = 3191754.386 > ΦPb = 10093642.200 , 0.1 x fck x Ag = 3000000.000

∴ Φ = 0.900

ΦPn = 0.90 x 3546393.762 = 3191.754 kN ≥ Pu = 1099.287 kN ------- O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 561.385 = 1791.803 kN.m ≥ Mu = 617.123 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d =$ 753180.758 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 345.971 \times 1000000 / [2292 \times (900 - 154.65/3)]$

= 177.909 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 2292/1000 + 7 \times 2292/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 900/(7 \times 2292)]}$

= 154.650 mm

사용철근량 = 2292.000 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 177.909) - 2.5 × 90.5 = 216.391 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 177.909) = 354.113 mm

Sa는 작은 값인 216.391 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 216.391 mm) ----- ∴ O.K.

⑪ 벽체 중앙부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	1039.19	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	617.12	(kN·m)	
설계전단력	:	Vu	=	53.35	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	345.97	(kN.m)	
부 재 높 이	:	H	=	1000.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30 MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85
유효높이(휨)	:	d	=	900.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.90
유효높이(전단)	:	d	=	900.0	(mm) ,	k_1	=	0.85	,	e	=	593.85 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

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

Σ = 22.920 cm^2

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

Pmin (0.0015) < Puse (0.0034) < Pmax (0.0800) ---------- O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 1000.00 x 1000.00= 25500000.000 N

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

Xp = (25500000.00 x 500.0 + 916800.0 x 100.0 + 458400.0 x 900.0) / 26875200.000

= 493.177 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 540.000 mm, ab = k1 x cb = 459.000 mm

fs' = 600 x (540.000 - 100.0) / 540.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 459.000 x 1000 = 11704500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 427458.000 N

Ts = As x fs = 916800.000 N

Pb = 11704500.000 + 427458.000 - 916800.000 = 11215158.000 N

Mb = 11704500.000x(900.0-459.000/2)+427458.000x(900.0-100.0)-11215158.000x(493.177-100.0)

= 3780287512.976 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 337.069 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 170.178 mm , a = k1 x c = 144.651 mm 사용

fs = 600 x (900.000 - 170.178) / 170.178 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (170.178 - 100.000) / 170.178 = 247.428 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 144.651 x 1000 = 3688608.150 N

Cs = 1146.000 x (247.428 - 0.85 x 30) = 254329.473 N

Ts = 2292.000 x 400.000 = 916800.000 N

Pn = 3688608.150 + 254329.473 - 916800.000 = 3026137.623 N

Mn' = 3688608.150 x (900.0 - 144.651 / 2) + 254329.473 x (900.0 - 100.0)

= 3256429931.590 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 89.075 > 0.001 (e' = e + Xp - dc = 987.026517 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 21430024.800 N ≥ Pn = 3026137.623

ΦPn = 2723523.861 < ΦPb = 10093642.200 , 0.1 x fck x Ag = 3000000.000

∴ Φ = 0.900

ΦPn = 0.90 x 3026137.623 = 2723.524 kN ≥ Pu = 1039.192 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 593.849 = 1617.362 kN.m ≥ Mu = 617.123 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 750183.107 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 345.971 \times 1000000 / [2292 \times (900 - 154.65/3)]$

= 177.909 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 2292/1000 + 7 \times 2292/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 900/(7 \times 2292)]}$

= 154.650 mm

사용철근량 = 2292.000 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 177.909) - 2.5 × 90.5 = 216.391 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 177.909) = 354.113 mm

Sa는 작은 값인 216.391 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 216.391 mm) ----- ∴ O.K.

⑫ 벽체 하단부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	1182.97	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	1054.19	(kN · m)	
설계전단력	:	Vu	=	450.14	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	659.95	(kN.m)	
부 재 높 이	:	H	=	1000.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30 MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85
유효높이(휨)	:	d	=	900.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.90
유효높이(전단)	:	d	=	900.0	(mm) ,	k_1	=	0.85	,	e	=	891.14 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 25 @ 8 EA = 40.536 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 40.536 cm^2

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

Pmin (0.0015) < Puse (0.0052) < Pmax (0.0800) ———— O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 1000.00 x 1000.00= 25500000.000 N

Cs = As x fy = 1621440.00 N , Cs' = Asf x fy = 458400.000 N

Xp = (25500000.00 x 500.0 + 1621440.0 x 100.0 + 458400.0 x 900.0) / 27579840.000

= 483.132 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 540.000 mm, ab = k1 x cb = 459.000 mm

fs' = 600 x (540.000 - 100.0) / 540.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 459.000 x 1000 = 11704500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 427458.000 N

Ts = As x fs = 1621440.000 N

Pb = 11704500.000 + 427458.000 - 1621440.000 = 10510518.000 N

Mb = 11704500.000x(900.0-459.000/2)+427458.000x(900.0-100.0)-10510518.000x(483.132-100.0)

= 4162917585.187 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 396.072 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 198.215 mm , a = k1 x c = 168.483 mm 사용

fs = 600 x (900.000 - 198.215) / 198.215 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (198.215 - 100.000) / 198.215 = 297.299 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 168.483 x 1000 = 4296318.795 N

Cs = 1146.000 x (297.299 - 0.85 x 30) = 311481.653 N

Ts = 4053.600 x 400.000 = 1621440.000 N

Pn = 4296318.795 + 311481.653 - 1621440.000 = 2986360.448 N

Mn' = 4296318.795 x (900.0 - 168.483 / 2) + 311481.653 x (900.0 - 100.0)

= 3753943704.650 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 17.245 > 0.001 (e' = e + Xp - dc = 1274.274291 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 21957800.160 N ≥ Pn = 2986360.448

ΦPn = 2687724.403 < ΦPb = 9459466.200 , 0.1 x fck x Ag = 3000000.000

∴ Φ = 0.900

ΦPn = 0.90 x 2986360.448 = 2687.724 kN ≥ Pu = 1182.966 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 891.142 = 2395.145 kN.m ≥ Mu = 1054.191 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 757354.824 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

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 2.534 cm^2 O.K !!!

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 659.953 \times 1000000 / [4053.6 \times (900 - 199.398/3)]$

= 195.321 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 4053.6/1000 + 7 \times 4053.6/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 900/(7 \times 4053.6)]}$

= 199.398 mm

사용철근량 = 4053.600 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H25 @ 125 (= 4053.6 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 195.321) - 2.5 × 87.5 = 184.433 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 195.321) = 322.546 mm

Sa는 작은 값인 184.433 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 184.433 mm) ----- ∴ O.K.

⑬ 벽체 하단부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	964.36	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	1054.19	(kN · m)	
설계전단력	:	Vu	=	149.78	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	659.95	(kN.m)	
부 재 높 이	:	H	=	1000.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30 MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85
유효높이(휨)	:	d	=	900.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.90
유효높이(전단)	:	d	=	900.0	(mm) ,	k_1	=	0.85	,	e	=	1093.15 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 25 @ 8 EA = 40.536 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 40.536 cm^2

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

Pmin (0.0015) < Puse (0.0052) < Pmax (0.0800) ———— O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 1000.00 x 1000.00= 25500000.000 N

Cs = As x fy = 1621440.00 N , Cs' = Asf x fy = 458400.000 N

Xp = (25500000.00 x 500.0 + 1621440.0 x 100.0 + 458400.0 x 900.0) / 27579840.000

= 483.132 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 540.000 mm, ab = k1 x cb = 459.000 mm

fs' = 600 x (540.000 - 100.0) / 540.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 459.000 x 1000 = 11704500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 427458.000 N

Ts = As x fs = 1621440.000 N

Pb = 11704500.000 + 427458.000 - 1621440.000 = 10510518.000 N

Mb = 11704500.000x(900.0-459.000/2)+427458.000x(900.0-100.0)-10510518.000x(483.132-100.0)

= 4162917585.187 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 396.072 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 163.389 mm , a = k1 x c = 138.880 mm 사용

fs = 600 x (900.000 - 163.389) / 163.389 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (163.389 - 100.000) / 163.389 = 232.7773 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 138.880 x 1000 = 3541447.905 N

Cs = 1146.000 x (232.777 - 0.85 x 30) = 237539.806 N

Ts = 4053.600 x 400.000 = 1621440.000 N

Pn = 3541447.905 + 237539.806 - 1621440.000 = 2157547.711 N

Mn' = 3541447.905 x (900.0 - 138.880 / 2) + 237539.806 x (900.0 - 100.0)

= 3131416267.635 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 24.908 > 0.001 (e' = e + Xp - dc = 1476.285419 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 21957800.160 N ≥ Pn = 2157547.711

ΦPn = 1941792.940 < ΦPb = 9459466.200 , 0.1 x fck x Ag = 3000000.000

∴ Φ = 0.900

ΦPn = 0.90 x 2157547.711 = 1941.793 kN ≥ Pu = 964.358 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 1093.153 = 2122.678 kN.m ≥ Mu = 1054.191 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 746450.237 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 659.953 \times 1000000 / [4053.6 \times (900 - 199.398/3)]$

= 195.321 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 4053.6/1000 + 7 \times 4053.6/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 900/(7 \times 4053.6)]}$

= 199.398 mm

사용철근량 = 4053.600 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H25 @ 125 (= 4053.6 mm^2)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 195.321) - 2.5 × 87.5 = 184.433 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 195.321) = 322.546 mm

Sa는 작은 값인 184.433 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 184.433 mm) ----- ∴ O.K.

⑭ 벽체 상단부

설계축력	:	Pu	=	2337.09	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	251.32	(kN·m)	
설계전단력	:	Vu	=	0.00	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	144.82	(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	=	400.0	(mm) ,	k_1	=	0.85	,	e	=	107.53 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

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

Σ = 22.920 cm^2

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

Pmin (0.0015) < Puse (0.0092) < Pmax (0.0800) ———— O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 500.00 x 1000.00 = 12750000.000 N

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

Xp = (12750000.00 x 250.0 + 916800.0 x 100.0 + 916800.0 x 400.0) / 14583600.000

= 250.000 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 240.000 mm, ab = k1 x cb = 204.000 mm

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

Cc = 0.85 x 30 x 204.000 x 1000 = 5202000.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 740316.000 N

Ts = As x fs = 916800.000 N

Pb = 5202000.000 + 740316.000 - 916800.000 = 5025516.000 N

Mb = 5202000.000x(400.0-204.000/2)+740316.000x(400.0-100.0)-5025516.000x(250.000-100.0)

= 1018463400.000 N.mm

eb > e → 압축파괴 (eb = Mb / Pb = 202.658 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 353.025 mm , a = k1 x c = 300.071 mm 사용

fs = 600 x (400.000 - 353.025) / 353.025 = 79.83854 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (353.025 - 100.000) / 353.025 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 300.071 x 1000 = 7651816.875 N

Cs = 2292.000 x (400.000 - 0.85 x 30) = 858354.000 N

Ts = 2292.000 x 79.839 = 182989.930 N

Pn = 7651816.875 + 858354.000 - 182989.930 = 8327180.945 N

Mn' = 7651816.875 x (400.0 - 300.071 / 2) + 858354.000 x (400.0 - 100.0)

= 2170187822.774 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 3.080 > 0.001 (e' = e + Xp - dc = 257.534985 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 11573366.400 N ≥ Pn = 8327180.945

ΦPn = 5829026.662 > ΦPb = 3517861.200 , 0.1 x fck x Ag = 1500000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 8327180.945 = 5829.027 kN ≥ Pu = 2337.085 kN ——— O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 107.535 = 626.824 kN.m ≥ Mu = 251.318 kN.m ——— O.K!!!

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 414001.168 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 144.822 \times 1000000 / [2292 \times (400 - 98.379/3)]$

= 172.071 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 2292/1000 + 7 \times 2292/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 400/(7 \times 2292)]}$

= 98.379 mm

사용철근량 = 2292.000 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H19 @ 125 (= 2292 mm^2)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 172.071) - 2.5 × 90.5 = 231.409 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 172.071) = 366.127 mm

Sa는 작은 값인 231.409 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 231.409 mm) ----- ∴ O.K.

⑮ 내측벽체 하단부

설계축력	:	Pu	=	2423.08	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	0.01	(kN · m)		
설계전단력	:	Vu	=	0.00	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	97.97	(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	=	400.0	(mm) ,	k_1	=	0.85	,	e	=	0.00	(mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

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

Σ = 22.920 cm^2

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

Pmin (0.0015) < Puse (0.0092) < Pmax (0.0800) ---------- O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 500.00 x 1000.00 = 12750000.000 N

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

Xp = (12750000.00 x 250.0 + 916800.0 x 100.0 + 916800.0 x 400.0) / 14583600.000

= 250.000 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 240.000 mm, ab = k1 x cb = 204.000 mm

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

Cc = 0.85 x 30 x 204.000 x 1000 = 5202000.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 740316.000 N

Ts = As x fs = 916800.000 N

Pb = 5202000.000 + 740316.000 - 916800.000 = 5025516.000 N

Mb = 5202000.000x(400.0-204.000/2)+740316.000x(400.0-100.0)-5025516.000x(250.000-100.0)

= 1018463400.000 N.mm

eb > e → 압축파괴 (eb = Mb / Pb = 202.658 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 595.918 mm , a = k1 x c = 506.530 mm 사용

fs = 600 x (400.000 - 595.918) / 595.918 = -197.26 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (595.918 - 100.000) / 595.918 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 506.530 x 1000 = 12916522.650 N

Cs = 2292.000 x (400.000 - 0.85 x 30) = 858354.000 N

Ts = 2292.000 x -197.260 = -452119.979 N

Pn = 12916522.650 + 858354.000 - -452119.979 = 14226996.629 N

Mn' = 12916522.650 x (400.0 - 506.530 / 2) + 858354.000 x (400.0 - 100.0)

= 2152810213.569 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 1.315 > 0.001 (e' = e + Xp - dc = 150.003921 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 11573366.400 N ≤ Pn = 14226996.629

ΦPn = 9958897.640 > ΦPb = 3517861.200 , 0.1 x fck x Ag = 1500000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 14226996.629 = 9958.898 kN ≥ Pu = 2423.080 kN ------- O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 0.004 = 0.039 kN.m ≥ Mu = 0.010 kN.m ------- O.K!!!

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d =$ 417814.139 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 97.971 \times 1000000 / [2292 \times (400 - 98.379/3)]$

= 116.405 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 2292/1000 + 7 \times 2292/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 400/(7 \times 2292)]}$

= 98.379 mm

사용철근량 = 2292.000 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H19 @ 125 (= 2292 mm^2)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 116.405) - 2.5 × 90.5 = 450.27 mm

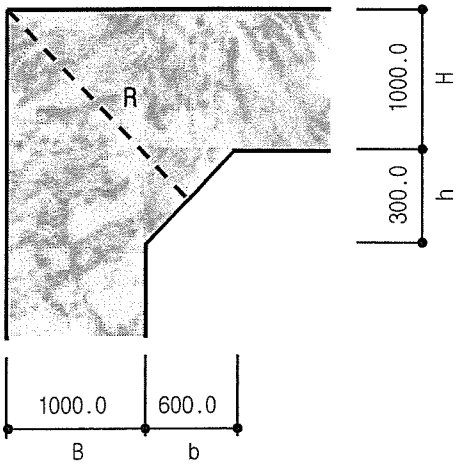
300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 116.405) = 541.21 mm

Sa는 작은 값인 450.27 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 450.266 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	:	465.81	kN·m

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

= 1697.06 mm

① 보강철근 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 465813600}{1697.06^2 \times 1000.0} = 0.809 \text{ MPa}$$

f_{tmax} = 0.809 MPa > f_{ta} = 0.712 MPa 이므로 보강철근 필요.

② 소요 철근량

외측인장에 대한 보강 필요철근량(Asf)

$$Asf = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 465813600}{1697.06 \times 180.0} = 3049.81 \text{ ㎟}$$

▶ 보강 As = Asf - 주철근사용 As = 3049.81 - 1548.4 = 1501.41 ㎟

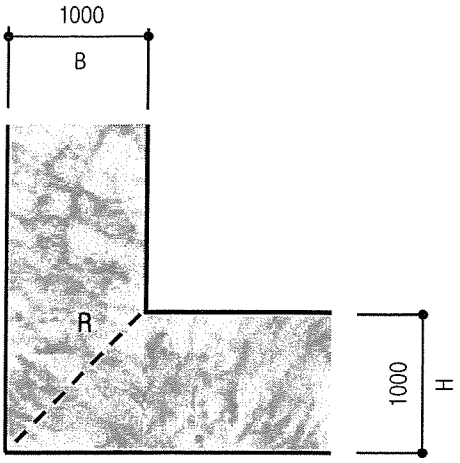
------ 우각부 보강철근 필요

외측인장에 대한 보강 사용철근량(As)

As = H22 @ 250 - 1 단 = 1548.40 ㎟

보강 As = 1501.41 ㎟ < As = 1548.40 ㎟ ------ ∴ O.K.

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	:	606.92	kN · m

R = √ (B2 + H2) = 1414.21 mm

① 보강철근 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 606924700}{1414.21^2 \times 1000.0} = 1.517 \text{ MPa}$$

f_{tmax} = 1.517 MPa > f_{ta} = 0.712 MPa 이므로 보강철근 필요.

② 소요 철근량

외측인장에 대한 보강 필요철근량(Asf)

$$Asf = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 606924700}{1414.21 \times 180.0} = 4768.45 \text{ mm}^2$$

▶ 보강 As = Asf - 주철근사용 As = 4768.45 - 2026.8 = 2741.65 mm²

----- 우각부 보강철근 필요

외측인장에 대한 보강 사용철근량(As)

As = H22 @ 250 - 2 단 = 3096.80 mm²

Asf = 2741.65 mm² < As = 3096.80 mm² ------ ∴ 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 주철근 단면의 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 × 1,000.0 × 0.25				=	2500.00	㎟
사용철근 인장측 ;	H	16	@	150	=	1324.00	㎟
압축측 ;	H	16	@	150	=	1324.00	㎟
					∑ As =	2648.00	㎟

주철근 단면의 1/5 = 810.720 ㎟

따라서, As = 2648.00 ㎟ > Asreq = 2500.00 ㎟ ----- ∴ O.K.

② 하부슬래브

배력철근 최소 철근비 (Asreq)	= 1,000.0 × 1,000.0 × 0.25				=	2500.00	㎟
사용철근 인장측 ;	H	16	@	150	=	1324.00	㎟
압축측 ;	H	16	@	150	=	1324.00	㎟
					∑ As =	2648.00	㎟

주철근 단면의 1/5 = 810.720 ㎟

따라서, As = 2648.00 ㎟ > Asreq = 2500.00 ㎟ ----- ∴ O.K.

③ 벽체

배력철근 최소 철근비 (Asreq)	= 1,000.0 × 1,000.0 × 0.30				=	3000.00	㎟
사용철근 인장측 ;	H	19	@	150	=	1910.00	㎟
압축측 ;	H	19	@	150	=	1910.00	㎟
					∑ As =	3820.00	㎟

주철근 단면의 1/5 = 810.720 ㎟

따라서, As = 3820.00 ㎟ > Asreq = 3000.00 ㎟ ----- ∴ O.K.

14. 사용성검토

1) 상부슬래브 최소 두께

1.2(L+3)/30 = 1.2 × (7.750 + 3) / 30 = 430.0 mm

상부슬래브 두께 = 1000.0 mm

Tuse = 1000.0 mm > Tmin = 430.0 mm ------ ∴ O.K.

2) 보의 처짐

보의 처짐은 충격계수가 고려된 표준활하중이 가장 불리하게 재하된 상태(복선재하포함)에서 다음값으로 제한하여야 한다.

f(활하중에 의한 최대 처짐) 3.914 mm, 지간길이 L : 17000 mm

f / L = 0.00023 < 0.00167 (1 / L) ------ ∴ O.K.

3) 철근 피로검토

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

$f_f = 1630 - 0.33fmin$

여기서, f_f : 응력범위(Mpa)

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

① 상부슬래브 단부

17 m 지간에서의 모멘트 변화에 의한 피로검토

Mmax = 465.8136 kN · m Mmin = 0.00 kN · m

- 사용철근량 = H22 × 8ea = 3096.800 ㎟

n = 7

p = As / bd = 3096.80 / (1000 × 1100) = 0.00282

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

$= -7 \times 0.00282 + \sqrt{\{ (7 \times 0.00282)^2 + 2 \times 7 \times 0.00282 \}}$

= 0.180

J = 1 - K / 3 = 1 - 0.180 / 3 = 0.940

$$fs\ max = \frac{M}{As \times j \times d} = \frac{465.814 \times 10^6}{3096.80 \times 0.940 \times 1100} = 145.460\ Mpa$$

$$fs\ min = \frac{0.000 \times 10^6}{3096.80 \times 0.940 \times 1100} = 0\ Mpa$$

Δf = fs max − fs min = 145.460 Mpa

f_f = 1630 − 0.33fmin

= 1630 − 0.33 × 0.00 = 1630 Mpa > 145.460 Mpa O.K.

② 상부슬래브 중앙부

17 m 지간에서의 모멘트 변화에 의한 피로검토

Mmax = 663.68 kN · m Mmin = 0.00 kN · m

- 사용철근량 = H25 × 8ea = 4053.600 ㎟

n = 7

p = As / bd = 4053.60 / (1000 × 900) = 0.00450

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

$= -7 \times 0.0045 + \sqrt{\{ (7 \times 0.0045)^2 + 2 \times 7 \times 0.0045 \}}$

= 0.222

J = 1 − K / 3 = 1 − 0.222 / 3 = 0.926

$$\text{fs max} = \frac{M}{As \times j \times d} = \frac{663.675 \times 10^6}{4053.60 \times 0.926 \times 900} = 196.420 \text{ Mpa}$$

$$\text{fs min} = \frac{0.000 \times 10^6}{4053.60 \times 0.926 \times 900} = 0 \text{ Mpa}$$

Δf = fs max − fs min = 196.420 Mpa

f_f = 1630 − 0.33fmin

= 1630 − 0.33 × 0.00 = 1630 Mpa > 196.420 Mpa O.K.

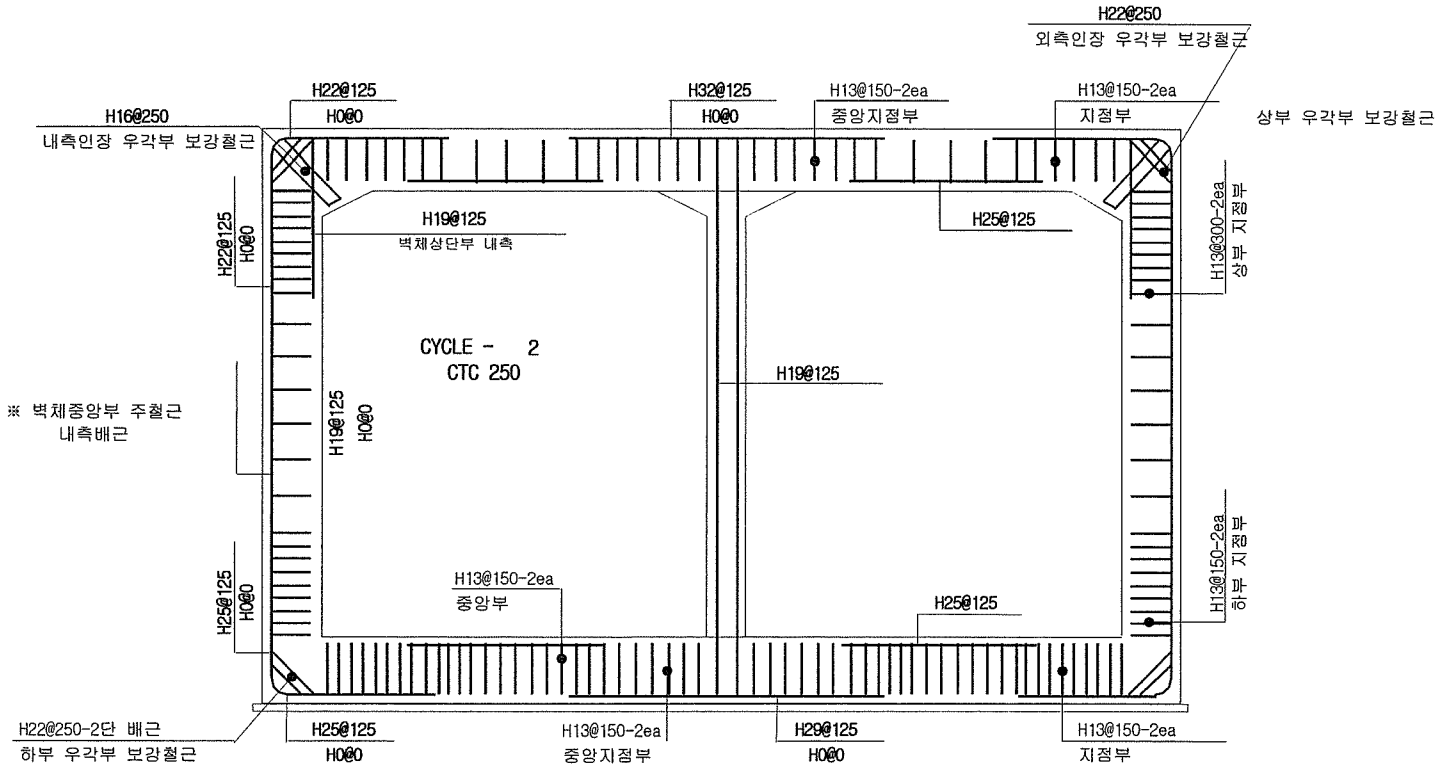
15. 기초지지력 검토

1) 지지력검토 (지반 보고서 참조)

지반스프링 최대반력 : 535.220 kN

Qmax = 535.220 / 3.100 = 172.652 kN/m^2 < 376.00 kN/m^2 --- ∴ O.K.

16. 주철근 조립도



▶ 배력철근

- 상부 지점부 : H16, 인장측:150, 압축측:150
- 하부 지점부 : H16, 인장측:150, 압축측:150
- 벽체부 : H19, 인장측:150, 압축측:150

B(함)산운제1 - 날개벽

17.날개벽 설계

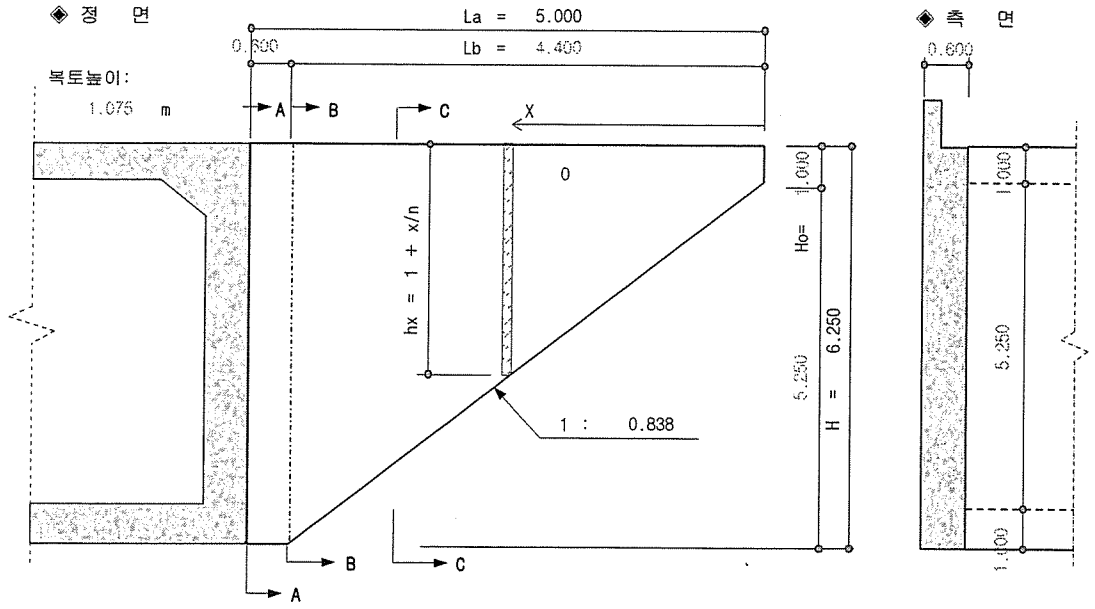
17.1 W1~W4

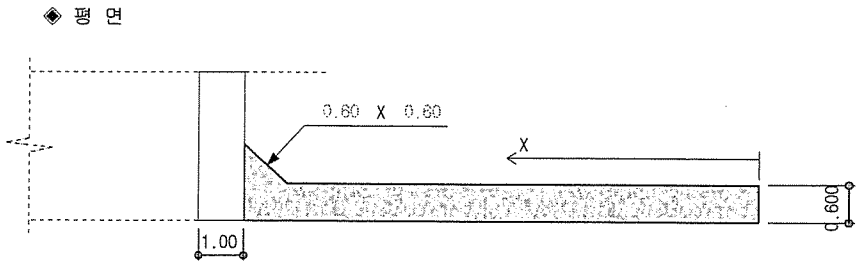
17.1.1 설 계 조 건

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) = 0.499
⑤ 면벽 기울기 : 1 : 0.838 (평균구배 적용)
⑥ 콘크리트 강도 : f_{ck} = 30 MPa
⑦ 철근 항복응력 : f_y = 400 MPa

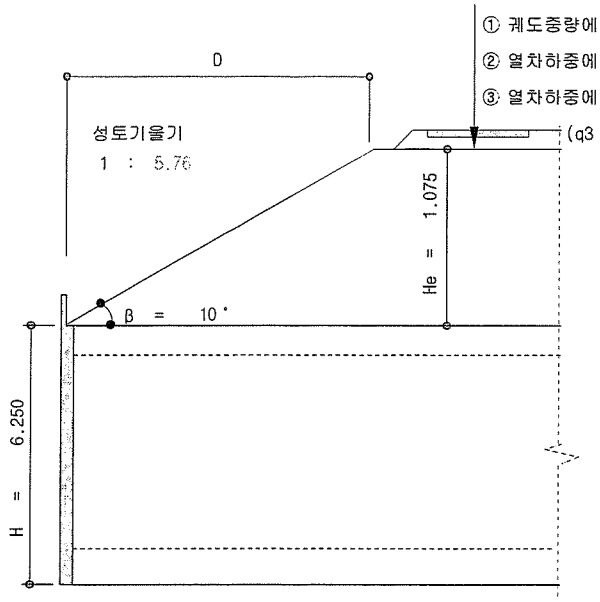
17.1.2 날개벽 단면

; 범용계산을 위하여 단면가정이 일반도와 상이할 수 있으나, 적용치수는 일반도와 같이 적용됨.





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 = 10.350 > 2.00 ∴ q_3 = 0.00
- D = 1.075 × 5.76 = 6.192

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 = 5.000 m]

① Moment

$$-Ma = \frac{1}{2} Ko \cdot \gamma \left(\frac{x^4}{12n^2} + \frac{x^3 \cdot Ho}{3n} + \frac{x^2 \cdot Ho^2}{2} \right) + Ko \cdot q \left(\frac{x^3}{6n} + \frac{x^2 \cdot Ho}{2} \right)$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.50 \times 20.0 \left(\frac{5.000^4}{12 \times 0.84^2} + \frac{5.000^3 \times 1.000}{3 \times 0.84} + \frac{5.000^2 \times 1.000^2}{2} \right)$$

$$+ 0.50 \times 50.00 \left(\frac{5.000^3}{6 \times 0.84} + \frac{5.000^2 \times 1.000}{2} \right) = 1612.548 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② Shear Force

$$-Sa = \frac{1}{2} Ko \cdot \gamma \left(\frac{x^3}{3n^2} + \frac{x^2 \cdot Ho}{n} + x \cdot Ho^2 \right) + Ko \cdot q \left(\frac{x^2}{2n} + x \cdot Ho \right)$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.50 \times 20.0 \left(\frac{5.000^3}{3 \times 0.84^2} + \frac{5.000^2 \times 1.000}{0.8381} + 5.000 \times 1.000^2 \right)$$

$$+ 0.50 \times 50.00 \left(\frac{5.000^2}{2 \times 0.84^2} + 5.000 \times 1.000 \right) = 966.680 \text{ kN}$$

∴ USD : Ma = 1.6 × 1612.548 ÷ 6.250 × 1.2 = 495.375 kN · m/m
WSD : Ma = 1.0 × 1612.548 ÷ 6.250 × 1.2 = 309.609 kN · m/m
USD : Sa = 1.6 × 966.68 ÷ 6.250 × 1.2 = 296.964 kN/m

적용위치(x)	La	Lb / 4				비 고
	5.000	4.400	3.300	2.200	1.100	
hx	6.250	6.250	4.900	3.600	2.300	[hx=Ho+x/n]
Moment	1612.548	1103.426	482.861	160.287	28.226	kN · m
Mx[USD]	495.375	338.972	189.203	71.239	19.635	kN · m/m
Mx[WSD]	309.609	211.858	118.252	44.524	12.272	kN · m/m
Shear Force	966.6800	736.898	410.839	191.943	61.301	kN
Sx[USD]	296.964	226.375	160.982	85.308	42.644	kN/m

2) 단 면 B-B [x = Lb = 4.400 m]
: 위의 표17-1 참조

3) 단 면 C-C [x = 3.300 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
- 현 치 : 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 = 495.37 kN · m
  WSD : Ms = 309.61 kN · m
- 계수전단강도: USD : Vu = 296.96 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) : $[d-\sqrt{(d^2-4Mu/1.7 \cdot fck \cdot b \cdot \Phi)}] / [2 \cdot fy / 1.7 \cdot fck \cdot b]$ = 2882 ㎟
- 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)) = 3842.667 ㎟

(2) 사용 철근량 (A_s)

- 인장 철근량 : 1단 : H 25 @ 125 - 8 ea = 4054 ㎟
  2단 : H 0 @ 0 - 0 ea = 0 ㎟ ; Total: 4,054 ㎟

(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 = 0.00811 < ρ_{max} = 0.02283 == OK ==

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 : a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 63.59 mm
- 극한 모멘트 : Mu = 495.37 kN · m
- 공칭 모멘트 : Mn = As · fy (d-a/2) = 759.17 kN · m
- 설계 모멘트 : Md = Φ · Mn = 683.25 kN · m

∴ Md > Mu == OK ==

3) 전단 검토

- Vc = $1/6 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d$ = 456.44 kN
- $\Phi \cdot Vc$ = 387.974 kN

∴ Vu < $\Phi \cdot Vc$ === 전단철근 불필요 !!!

4) 균열 검토

- 콘크리트 피복 두께 (dc) = 100 mm
- 인장철근 도심까지의 거리 (dc') = 100 mm
- d = 800 - 100 = 700 mm

- fs =. M / {As (d - x/3)}
  = 309609216 ÷ (4053.6 × (500 - 142 ÷ 3)) = 168.8 N/㎟
- 철근 유효단면적 : A = 1000 × 100 × 2 ÷ 8 = 25000 ㎟
- 압축응력 깊이 : x = k · d = 142 mm
- 중 립 축 비 : k = $-np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.28494 (n = 7)
- 철 근 비 : p = As / [b · d]
  = 4054 ÷ (1000 × 500) = 0.00811
- 인장철근의 간격 검토

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.5 mm

sa1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc
= 375 x (210 / 168.8) - 2.5 x 88 = 247.8 mm
sa2 = 300 x (210 / fs)
= 300 x (210 / 168.8) = 373.2 mm

sa = Min (247.8 , 373.2) = 247.8 mm
s = 125 mm < sa = 247.8 mm == OK ==

5) 배력철근 계산

- 주철근량의 1/5 : A_{min1} = 1/5 × 4053.6 = 811 ㎟
- 단면적의 0.30% : A_{min2} = 0.003 × Ag = 0.003 × 1000 600 = 1800 ㎟
- 배 력 철 근 량 : H 16 , 인장측 : 125 mm , 압축측 : 250 mm
  * 인장측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 125) × 2 = 3178 ㎟
  * 압축측 배력철근량 : 198.6 × (600 ÷ 250) = 397 ㎟
- 배 력 철 근 량 : 3575 ㎟ > 1800 ㎟ = Amin == O.K ==
- 인장측 배력철근량 : 1800 ㎟ < 4054 ㎟ = 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 = 338.97 kN·m
  WSD : Ms = 211.86 kN·m
- 계수전단강도: USD : Vu = 226.38 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) : $[d-\sqrt{(d^2-4Mu/1.7\cdot fck\cdot b\cdot \Phi)}] / [2\cdot fy / 1.7\cdot fck\cdot b]$ = 1942 ㎟
- 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)) = 2589.333 ㎟

(2) 사용 철근량 (A_S)

- 인장 철근량 : 1단 : H 25 @ 125 - 8 ea = 4054 ㎟
  2단 : H 0 @ 0 - 0 ea = 0 ㎟ ; Total: 4,054 ㎟

(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 = 0.00811 < ρ_{max} = 0.02283 == OK ==

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 : a = As·fy / (0.85·fck·b) = 63.59 mm
- 극한 모멘트 : Mu = 338.97 kN·m
- 공칭 모멘트 : Mn = As·fy (d-a/2) = 759.17 kN·m
- 설계 모멘트 : Md = Φ· Mn = 683.25 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)}
  = 211857792 ÷ (4053.6 × (500 - 142 ÷ 3)) = 115.5 N/㎟
- 철근 유효단면적 : A = 1000 × 100 × 2 ÷ 8 = 25000 ㎟
- 압축응력 깊이 : x = k · d = 142 mm
- 중 립 축 비 : k = -np + √ ((np)² + 2np) = 0.28494 (n = 7)
- 철 근 비 : p = As / [b · d]
  = 4054 ÷ (1000 × 500) = 0.00811
- 인장철근의 간격 검토

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.5 mm

sa1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc
= 375 x (210 / 115.5) - 2.5 x 88 = 463.1 mm
sa2 = 300 x (210 / fs)
= 300 x (210 / 115.5) = 545.5 mm

sa = Min (463.1 , 545.5) = 463.1 mm
s = 125 mm < sa = 463.1 mm == OK ==

5) 배력철근 계산

- 주철근량의 1/5 : A_{min1} = 1/5 × 4053.6 = 811 ㎟
- 단면적의 0.30% : A_{min2} = 0.003 × Ag = 0.003 × 1000 × 600 = 1800 ㎟
- 배 력 철 근 량 : H 16 , 인장측 : 125 mm , 압축측 : 250 mm
  * 인장측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 125) × 2 = 3178 ㎟
  * 압축측 배력철근량 : 198.6 × (600 ÷ 250) = 397 ㎟
- 배 력 철 근 량 : 3575 ㎟ > 1800 ㎟ = Amin == O.K ==
- 인장측 배력철근량 : 1800 ㎟ < 4054 ㎟ = 인장측 주철근량 == O.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 = 189.20 kN · m
  WSD : Ms = 118.25 kN · m
- 계수전단강도: USD : Vu = 160.98 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) : $(1.4 / fy \cdot b \cdot d)$ = 1750 ㎟
- 필요철근량(A_S) : $[d-\sqrt{(d^2-4Mu/1.7 \cdot fck \cdot b \cdot \Phi)}] / [2 \cdot fy / 1.7 \cdot fck \cdot b]$ = 1069 ㎟
- 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)) = 1425.333 ㎟

(2) 사용 철근량 (A_S)

- 인장 철근량 : 1단 : H 25 @ 125 - 8 ea = 4054 ㎟
  2단 : H 0 @ 0 - 0 ea = 0 ㎟ ; Total: 4,054 ㎟

(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= 0.84)

∴ ρ_{min} = 0.00350 < ρ = 0.00811 < ρ_{max} = 0.02283 == OK ==

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 : $a = As \cdot fy / (0.85 \cdot fck \cdot b)$ = 63.59 mm
- 극한 모멘트 : Mu = 189.20 kN·m
- 공칭 모멘트 : $Mn = As \cdot fy (d-a/2)$ = 759.17 kN·m
- 설계 모멘트 : $Md = \Phi \cdot Mn$ = 683.25 kN·m

∴ Md > Mu == OK ==

3) 전단 검토

- $Vc = 1/6 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d$ = 456.44 kN
- $\Phi \cdot Vc$ = 387.974 kN

∴ $Vu < \Phi \cdot Vc$ ==== 전단철근 불필요 !!!

4) 균열 검토

- 콘크리트 피복 두께 (dc) = 100 mm
- 인장철근 도심까지의 거리 (dc') = 100 mm
- d = 600 - 100 = 500 mm

- $fs = M / \{As (d - x/3)\}$
  = 118251673 ÷ (4053.6 × (500 - 142 ÷ 3)) = 64.5 N/㎟
- 철근 유효단면적 : A = 1000 × 100 × 2 ÷ 8 = 25000 ㎟
- 압축응력 깊이 : $x = k \cdot d$ = 142 mm
- 중 립 축 비 : $k = -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)}$ = 0.28494 (n = 7)
- 철 근 비 : $p = As / [b \cdot d]$
  = 4054 ÷ (1000 × 500) = 0.00811
- 인장철근의 간격 검토

  Cc = 100 - 25 / 2 = 88 mm

  sa1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc
  = 375 x (210 / 64.5) - 2.5 x 88 = 1002.8 mm

  sa2 = 300 x (210 / fs)
  = 300 x (210 / 64.5) = 977.2 mm

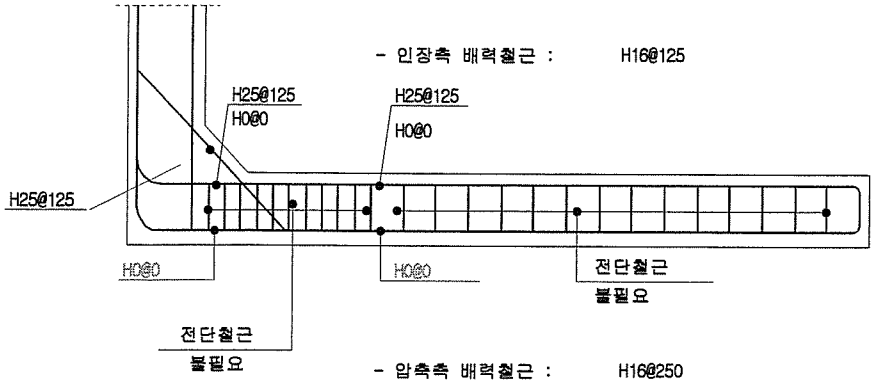
  sa = Min (1002.8 , 977.2) = 977.2 mm

  s = 125 mm < sa = 977.2 mm == OK ==

5) 배력철근 계산

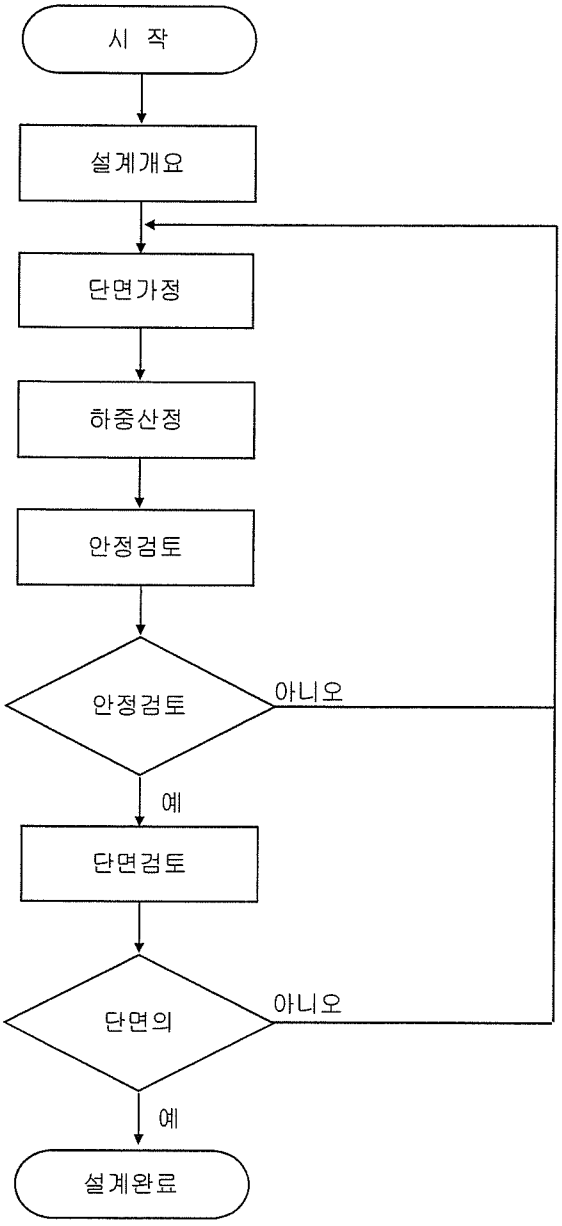
- 주철근량의 1/5 : A_{min1} = 1/5 × 4053.6 = 811 ㎟
- 단면적의 0.30% : A_{min2} = 0.003 × Ag = 0.003 × 1000 × 600 = 1800 ㎟
- 배 력 철 근 량 : H 16 , 인장측 : 125 mm , 압축측 : 250 mm
  - * 인장측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 125) × 2 = 3178 ㎟
  - * 압축측 배력철근량 : 198.6 × (600 ÷ 250) = 397 ㎟
- 배 력 철 근 량 : 3575 ㎟ > 1800 ㎟ = Amin == O.K ==
- 인장측 배력철근량 : 1800 ㎟ < 4054 ㎟ = 인장측 주철근량 == O.K ==

17.1.8 날개벽 주철근조립도



단면 1:옹벽시점 구조계산서

▣ 설계단계 흐름도



목 차

▣ 해 석 결 과 요 약
- ■ 안정검토 및 응력검토
- ■ 단면 휨 설계
- ■ 사용성 검토

▣ 주철근 조립도

---

1. 설 계 조 건
2. 단 면 가 정
3. 하 중 계 산
   1) 자중 및 관성력
   2) 배면토에 의한 토압
   3) 상재하중에 의한 부재력
   4) 하중조합
4. 안 정 검 토
   1) 하중집계 및 조합
   2) 전도에 대한 안정
   3) 활동에 대한 안정
   4) 지지력에 대한 안정
   5) 기초 중앙 작용력 산정
5. 단 면 설 계
   1) 벽체 설계
   2) 기초 설계
6. 철 근 량 검 토
   1) 벽체 설계
   2) 기초 설계
7. 사 용 성 검 토
   1) 벽체 설계
   2) 기초 설계
   3) 사용성 검토

▣ 해석 결과 요약

■ 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	전도에 대한 안정	98.849	12.414	O.K
	활동에 대한 안정	86.995	20.438	O.K
	지지력에 대한 안정	250.000	51.426	O.K
지진시	전도에 대한 안정	77.037	18.934	O.K
	활동에 대한 안정	101.892	22.317	O.K
	지지력에 대한 안정	375.000	47.486	O.K

■ 단면 휨 설계

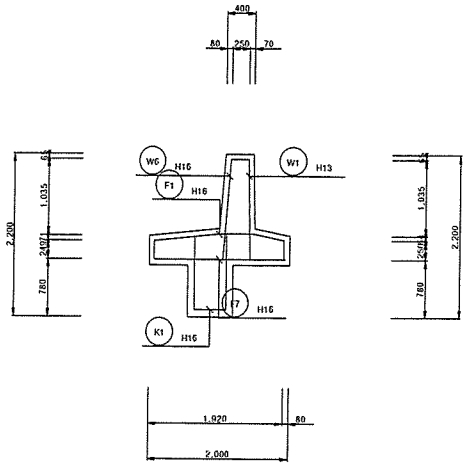
단면위치	깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm^2)	사용철근량 (mm^2)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
기초 앞굽	500	80	29.0	794.4	4.321	118.302	27.38	O.K
기초 뒷굽	500	80	16.0	794.4	2.478	118.302	47.737	O.K
벽체(H=1.000m)	500	80	16.0	1588.8	2.478	232.98	94.012	O.K
활동방지벽	650	100	32.0	794.4	6.397	155.48	24.305	O.K

■ 사용성 검토

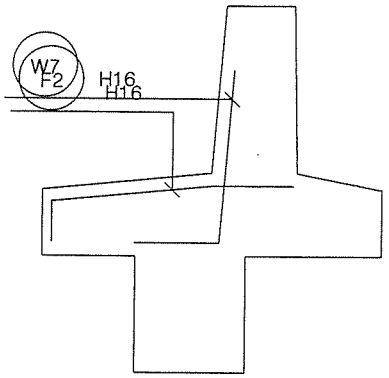
구 분	인장응력(fs,MPa)	철근간격(S,mm)	최대간격(Sa,mm)	비 고
기초 앞굽	7.192	250.000	8760.208	O.K
기초 뒷굽	7.819	250.000	8057.774	O.K
벽체(H=1.000m)	3.986	125.000	15803.727	O.K
활동방지벽	9.573	250.000	6580.688	O.K

▣ 주철근 조립도

① 1 Cycle (CTC = 250)



② 2 Cycle (CTC = 250)



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 옹벽
(2) 옹 벽 높 이 : H = 1.500 M
(3) 옹 벽 총 폭 : B = 2.000 M
(4) 기 초 형 식 : 잡석기초

2) 설계기준 강도

(1) 콘크리트 설계기준 강도 : fck = 30.0 MPa
- 탄성계수 : Ec = 27537.0 MPa
(2) 철근 항복 강도 (SD400) : fy = 400.0 MPa
- 탄성계수 : Es = 200000.0 MPa

3) 작용하중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 24.500 kN/m³
(2) 상 재 하 중 : ql = 15.000 kN/m

4) 뒷채움 재료

(1) 뒷채움재의 단위중량 : $\gamma s1$ = 19.000 kN/m³
(2) 뒷채움재의 내부마찰각 : $\Phi 1$ = 30.000 °
(3) 뒷채움재의 경사각 : α = 29.055 °
(4) 뒷채움재의 성토높이 : H = 5.000 m

5) 지반조건

(1) 기초지반의 단위중량 : $\Phi 1$ = 20.000 kN/m³
(2) 기초지반의 N치 : N = 15.0
(3) 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi 2$ = 30.000 ° {$\Phi 2 = \sqrt{15N + 15}$}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 최대 허용지지력 : Qa = 250.00 kN/m²
(6) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.364 ; TAN(⅔ · $\Phi 2$) : 흙과 콘크리트

6) 지진계수

(1) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수
- 내진 등급 : 붕괴방지 I등급 - 위험도 계수 : 1.400
- 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

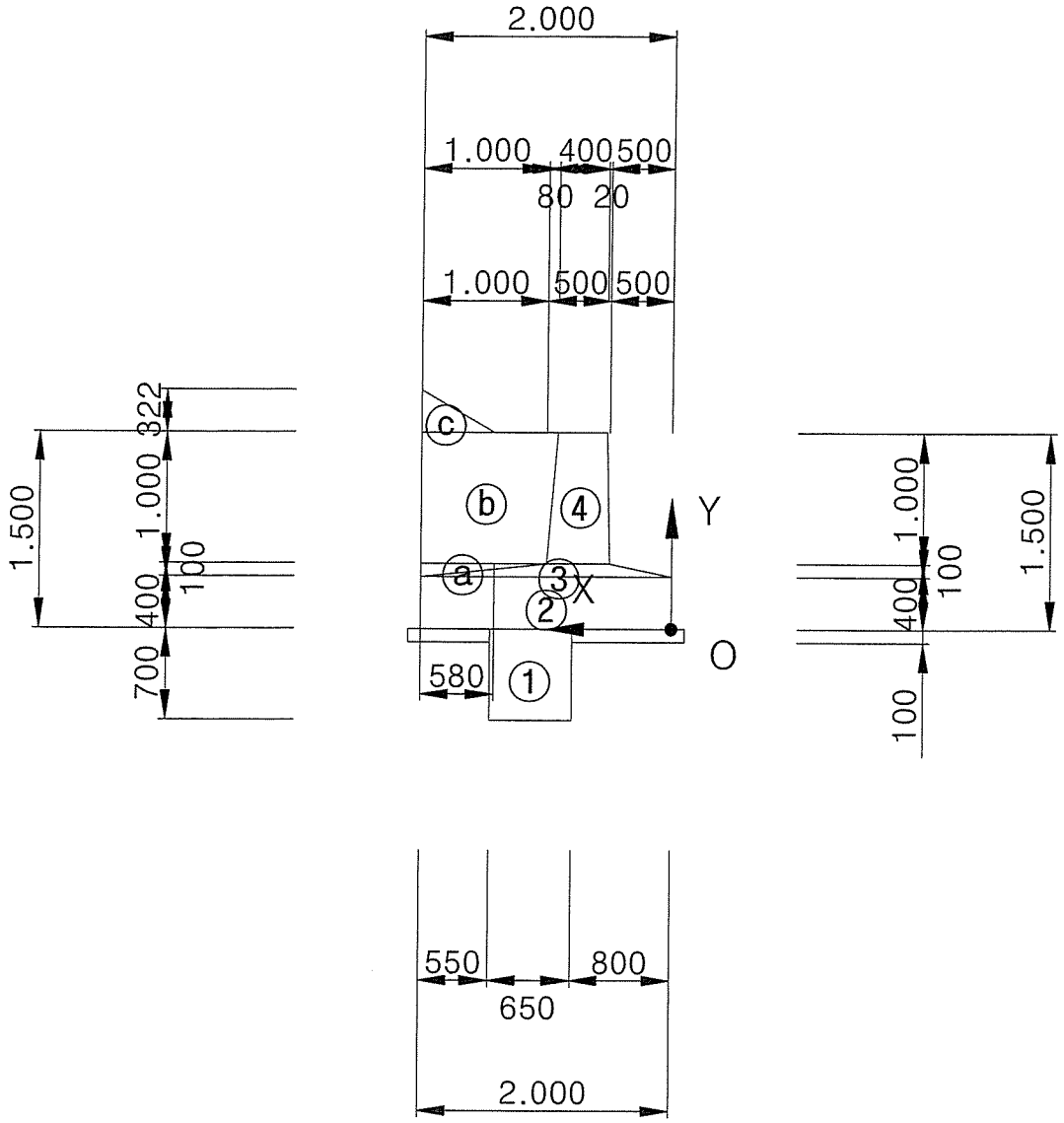
7) 설 계 방 법

(1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
(2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

8) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
(2) 도로교 설계기준 : 건설 교통부 (2005)
(3) 도로설계 편람 : 건설 교통부 (2000)
(4) 도로설계 요령 : 한국도로공사 (2002)
(5) 도로옹벽표준도 : 건설 교통부 (2003)
(6) 구조물기초설계기준 : 건설 교통부 (2003)
(7) 철도설계기준(노반편) : 대한토목학회 (2004)

2. 단 면 가 정


2.000
1.000
400
500
80
20
1.000
500
500
322
1.000
100
400
700
1.500
c
b
4
a
3
2
1
580
Y
X
O
1.000
100
400
100
1.500
550
800
650
2.000

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	면적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^2		kN/m^3	kN	kN
옹벽구체	①	0.650 × 0.700	= 0.455	24.500	11.147	0.858
	②	2.000 × 0.400	= 0.800	24.500	19.6	1.509
	③	1.250 × 0.100	= 0.125	24.500	3.063	0.236
	④	0.450 × 1.000	= 0.450	24.500	11.025	0.849
	소계		= 1.830		44.835	3.452
배면토	ⓐ	1.000 × 0.100 × 1/2	= 0.050	19.000	0.95	0.073
	ⓑ	1.040 × 1.000	= 1.040	19.000	19.76	1.522
	ⓒ	0.580 × 0.322 × 1/2	= 0.093	19.000	1.775	0.137
	소계		= 1.183		22.485	1.731
총 계					67.320	5.184

※ 수평력(지진시 관성력) Hi = Kh × Vi (Kh = A/2 = 0.077)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
옹벽구체	①	1.125	0.35	12.541	0.3
	②	1.000	0.2	19.600	0.302
	③	0.900	0.44	2.756	0.104
	④	0.736	0.981	8.109	0.833
	소 계			43.007	1.539
배면토	ⓐ	1.667	0.467	1.583	0.034
	ⓑ	1.480	1.006	29.240	1.531
	ⓒ	1.807	1.607	3.208	0.22
	소 계			34.031	1.785
총 계				77.037	3.324

③ 합력의 작용위치 산정

- 옹벽구체 : X = 43.007 / 44.835 = 0.959 m
  Y = 1.539 / 3.452 = 0.446 m
- 뒷채움재 : X = 34.031 / 22.485 = 1.513 m
  Y = 1.785 / 1.731 = 1.031 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

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

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

ω = 가정한 가상파괴면과 수평면이 이루는 각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 조건), A=0.154

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	30.000	30.000	30.000	30.000
α	29.055	29.055	29.055	29.055
β	-	4.574	-	4.574
δ	28.085	10.000	0.000	0.000
Θ	-	-	4.403	4.403
Kh	-	-	0.077	0.077
ω	35.500	40.500	48.500	50.500
토압계수	0.734	0.392	0.543	0.437

※ 배면토사의 성토각(α)이 내부마찰각(Φ)보다 큰 경우이므로 시행쐐기를 적용한다.

Mononobe-Okabe : 90도 ≤ β+α+Θ 혹은 Φ < α+Θ인 경우이므로 시행쐐기를 적용한다.

② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 1.822 m)

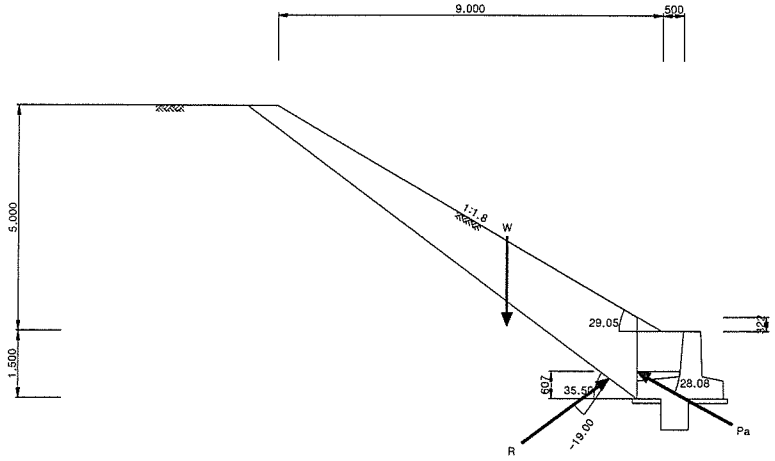
ϕ = 뒷채움흙의 내부마찰각 = 30.000°

α = 뒷채움흙의 경사각 = 29.055°

β = 벽 뒷면과 연직면이 이루는 각 = 0.000°

δ = 벽면마찰각 = 28.085°

Ka = 토압계수 (평상시) = 0.734°



$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma \cdot H^2}$$

쐐기각(ω)	쐐기면적(A)	쐐기중량(W')	Pa(kN)	Ka
33.50	12.2229	302.2575	20.1448	0.63861
34.00	11.6257	281.7198	21.4112	0.67876
34.50	11.0436	261.7067	22.3270	0.70779
35.00	10.4762	242.1956	22.9072	0.72618
35.50	**9.9227**	**223.1647**	**23.1659**	**0.73438**
36.00	9.3826	204.5940	23.1166	0.73282
36.50	8.8554	186.4640	22.7720	0.72190
37.00	8.3404	168.7567	22.1442	0.70199
37.50	7.8372	151.4549	21.2445	0.67347

W' = W + qL = 188.532 + 34.633 = 223.165

Pa = sin(ω-Φ) / cos(ω-Φ-β-δ) x W'

= sin(35.500 - 30.000) / cos(35.500 - 30.000 - 0.000 - 28.085) x 223.165

= 23.166 kN

Ph = 23.166 x cos (28.085+0.000)

= 20.438 kN

Pv = 23.166 x sin (28.085+0.000)

= 10.906 kN

작용위치 : x = 2.000 m, y = H/3 = 1.822 / 3 = 0.607 m

< 상재고정하중만 고려한 경우 >

W' = W + qL = 188.532 + 10.390 = 198.922

Pa = sin(ω-Φ) / cos(ω-Φ-β-δ) x W'

= sin(35.500 - 30.000) / cos(35.500 - 30.000 - 0.000 - 28.085) x 198.922

= 20.649 kN

Ph = 20.649 x cos (28.085+0.000)

= 18.218 kN

Pv = 20.649 x sin (28.085+0.000)

= 9.721 kN

작용위치 : x = 2.000 m, y = H/3 = 1.822 / 3 = 0.607 m

- 지진시 토압 (H = 1.822 m)

ϕ = 뒷채움흙의 내부마찰각 = 30.000°

α = 뒷채움흙의 경사각 = 29.055°

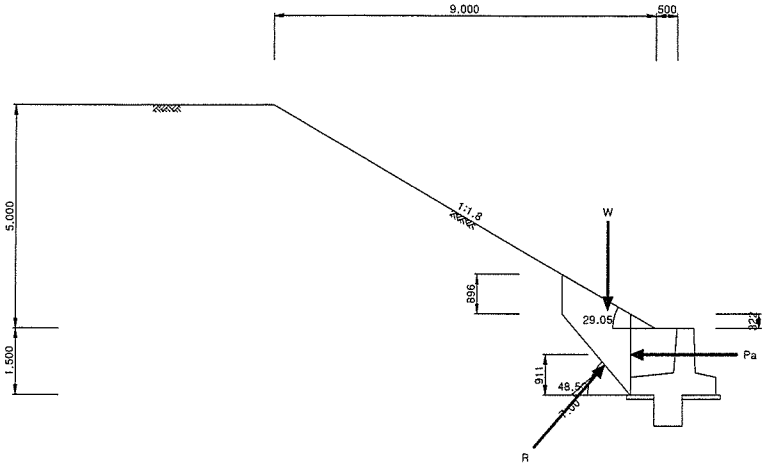
β = 벽 뒷면과 연직면이 이루는 각 = 0.000°

δ = 벽면마찰각 = 0.000°

Kae = 토압계수 (지진시) = 0.543°

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0 = 4.403°

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 조건), A=0.154



$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma \cdot H^2}$$

쐐기각(ω)	쐐기면적(A)	쐐기중량(W)	Pa(kN)	Ka
46.50	2.4061	45.7165	17.0620	0.54088
47.00	2.3503	44.6552	17.0909	0.54180
47.50	2.2958	43.6203	17.1122	0.54247
48.00	2.2427	42.6108	17.1261	0.54292
48.50	**2.1908**	**41.6257**	**17.1330**	**0.54313**
49.00	2.1402	40.6642	17.1329	0.54313
49.50	2.0908	39.7253	17.1263	0.54292
50.00	2.0425	38.8082	17.1132	0.54251
50.50	1.9954	37.9121	17.0940	0.54190

Pa = sin(ω-Φ+Θ) / cos(ω-Φ-β-δ) / cosΘ x W

= sin(48.500 - 30.000 + 4.403) / cos(48.500 - 30.000 - 0.000 - 0.000) / cos4.403 x 41.626

= 17.133 kN

Ph = 17.133 x cos (0.000+0.000)

= 17.133 kN

Pv = 17.133 x sin (0.000+0.000)

= 0.000 kN

작용위치 : x = 2.000 m, y = H/2 = 1.822 / 2 = 0.911 m

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 1.000 m)

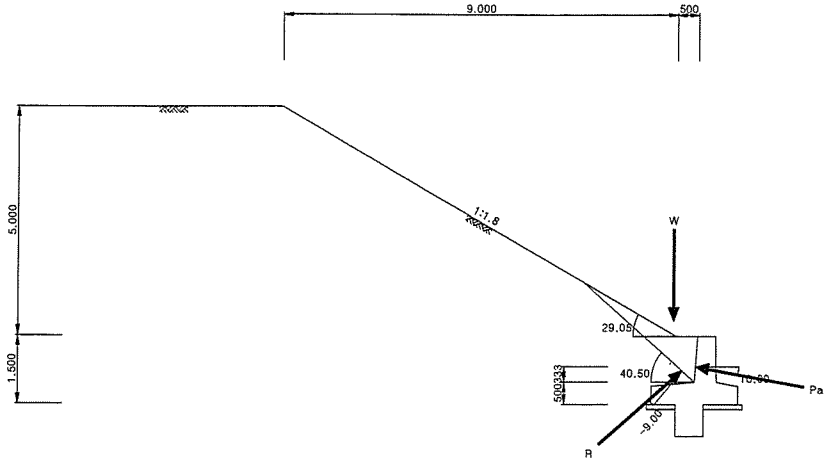
ϕ = 뒷채움흙의 내부마찰각 = 30.000°

α = 뒷채움흙의 경사각 = 29.055°

β = 벽 뒷면과 연직면이 이루는 각 = 4.574°

δ = 벽면마찰각 = 10.000°

Ka = 토압계수 (평상시) = 0.392°



$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma \cdot H^2}$$

쐐기각(ω)	쐐기면적(A)	쐐기중량(W)	Pa(kN)	Ka
38.50	1.3141	24.9688	3.7115	0.39068
39.00	1.2450	23.6551	3.7180	0.39137
39.50	1.1824	22.4659	3.7225	0.39184
40.00	1.1255	21.3842	3.7252	0.39213
40.50	**1.0735**	**20.3959**	**3.7263**	**0.39224**
41.00	1.0258	19.4893	3.7260	0.39221
41.50	0.9818	18.6546	3.7245	0.39205
42.00	0.9412	17.8833	3.7219	0.39178
42.50	0.9036	17.1685	3.7184	0.39141

Pa = sin(ω-Φ) / cos(ω-Φ-β-δ) x W

= sin(40.500 - 30.000) / cos(40.500 - 30.000 - 4.574 - 10.000) x 20.396

= 3.726 kN

Ph = 3.726 x cos (10.000+4.574)

= 3.606 kN

Pv = 3.726 x sin (10.000+4.574)

= 0.938 kN

작용위치 : x = 0.973 m, y = H/3 = 0.333 m

- 지진시 토압 (H = 1.000 m)

ϕ = 뒷채움흙의 내부마찰각 = 30.000°

α = 뒷채움흙의 경사각 = 29.055°

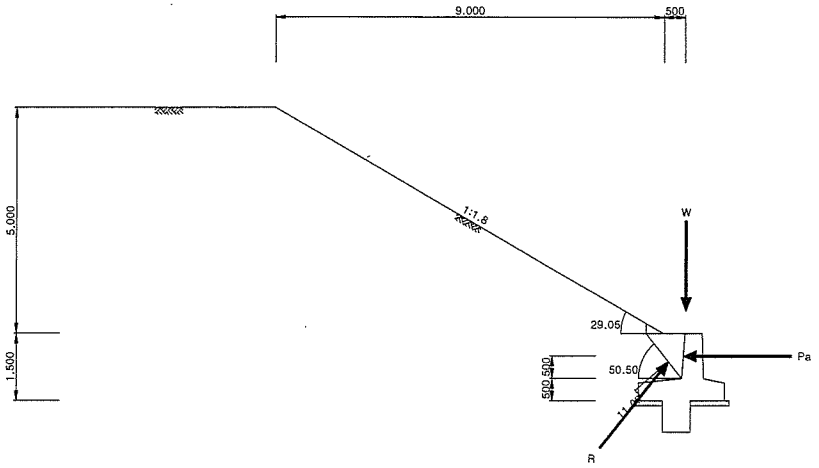
β = 벽 뒷면과 연직면이 이루는 각 = 4.574°

δ = 벽면마찰각 = 0.000°

Kae = 토압계수 (지진시) = 0.437°

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0 = 4.403°

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 조건), A=0.154



$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma \cdot H^2}$$

쐐기각(ω)	쐐기면적(A)	쐐기중량(W)	Pa(kN)	Ka
48.50	0.5424	10.3047	4.1440	0.43621
49.00	0.5307	10.0836	4.1478	0.43661
49.50	0.5194	9.8682	4.1504	0.43688
50.00	0.5083	9.6585	4.1518	0.43703
50.50	**0.4976**	**9.4540**	**4.1521**	**0.43706**
51.00	0.4871	9.2548	4.1514	0.43698
51.50	0.4769	9.0606	4.1496	0.43680
52.00	0.4669	8.8711	4.1468	0.43651
52.50	0.4572	8.6863	4.1432	0.43612

Pa = sin(ω-Φ+Θ) / cos(ω-Φ-β-δ) / cosΘ x W

= sin(50.500 - 30.000 + 4.403) / cos(50.500 - 30.000 - 4.574 - 0.000) x 9.454

= 4.152 kN

Ph = 4.152 x cos (0.000+4.574)

= 4.139 kN

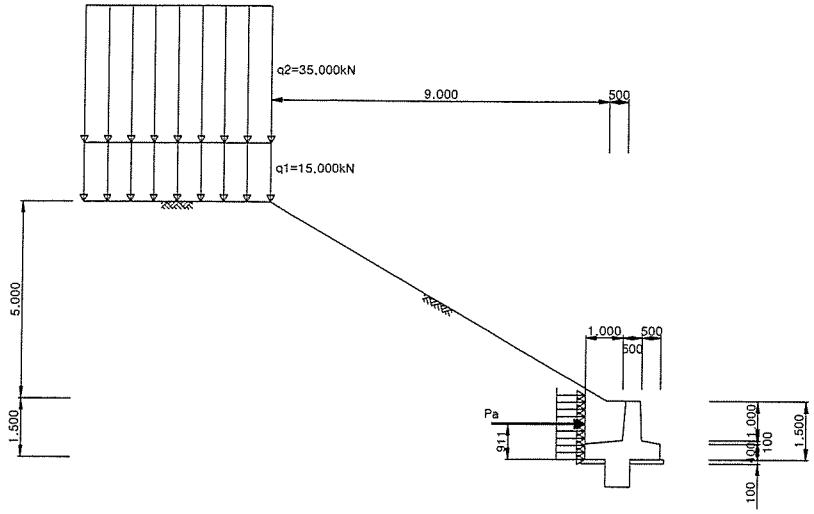
Pv = 4.152 x sin (0.000+4.574)

= 0.331 kN

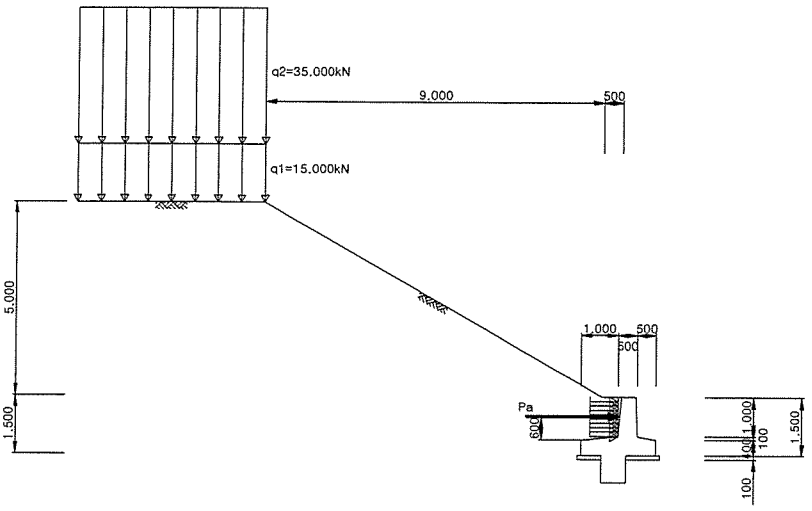
작용위치 : x = 0.960 m, y = H/2 = 0.500 m

3) 상재하중에 의한 부재력

- 안정검토시



- 단면검토시



① 상재고정하중(평상시)

- 안정 검토시 (H = 1.822 m)

  : 상재하중은 흙쐐기중량의 일부로 간주하여 계산되었으므로 별도 상재하중은 고려하지 않는

- 단면 검토시 (H = 1.822 m)

  : 상재하중은 재하조건을 만족하지 못하므로 재하하지 않는다.

② 상재고정하중(지진시)

- 안정 검토시 (H = 1.822 m)

  : 상재하중은 재하조건을 만족하지 못하므로 재하하지 않는다.

- 단면 검토시 (H = 1.822 m)

  : 상재하중은 재하조건을 만족하지 못하므로 재하하지 않는다.

③ 상재활하중

- 안정 검토시 (H = 1.822 m)

  : 상재하중은 흙쐐기중량의 일부로 간주하여 계산되었으므로 별도 상재하중은 고려하지 않는

- 단면 검토시 (H = 1.000 m)

  : 상재하중은 재하조건을 만족하지 못하므로 재하하지 않는다.

4) 하중조합

① 사용하중 조합

구 분	고정하중	활하중	토압	지진하중
COMB 1	1.000		1.000	
COMB 2	1.000	1.000	1.000	
COMB 3	1.000		1.000	1.000

② 계수하중 조합

구 분	고정하중	활하중	토압	지진하중
COMB 1	1.350	1.850	1.600	
COMB 2	1.350		1.600	
COMB 3	1.600	1.600	1.600	
COMB 4	1.000		1.000	1.000

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	44.835	-	0.959	-	43.007	-
2. 옹벽구체(지진시)	44.835	3.452	0.959	0.446	43.007	1.539
3. 뒷채움재(평상시)	22.485	-	1.513	-	34.031	-
4. 뒷채움재(지진시)	22.485	1.731	1.513	1.031	34.031	1.785
5. 배면토압(평상시)	10.906	20.438	2.000	0.607	21.812	12.414
6. 배면토압(평상시,상지	9.721	18.218	2.000	0.607	19.442	11.066
7. 배면토압(지진시)	-	17.133	-	0.911	-	15.610

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+6)	77.041	18.218	96.480	11.066
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5)	78.226	20.438	98.850	12.414
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+7)	67.320	22.316	77.038	18.934

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.000D + 1.000H

COMB 2 = 1.000D + 1.000L + 1.000H

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

2) 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비 고
COMB 1	96.480	11.066	77.041	8.719	-0.109	0.333	O.K
COMB 2	98.850	12.414	78.226	7.963	-0.105	0.333	O.K
COMB 3	77.038	18.934	67.320	4.069	0.137	0.667	O.K

註) B : 기초의 폭원 (2.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr / Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시)

3) 활동에 대한 안정

직접기초바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

활동방지벽을 둔경우 전단저항력은 활동방지벽의 선단을통하는 기초바닥면과 평행한 면을 따라 전단저항력을 산출하는것으로 한다.이 전단면을 가상의 기초바닥면으로 간주한다.

$Hk = (q3+q4) \times Kp \times l / 2 + (q1+q4) \times B1 \times \tan\Phi b / 2 + (q3+q2) \times B3 \times \tan\Phi b / 2$

여기서 Hk : 활동방지벽 설치후의 활동저항력(kN)

l : 활동방지벽의 길이(m)

q : 지반반력의 크기(kN/m²)

Φb : 옹벽기초하부지반의 내부마찰각(도)

B1 : 마찰저항구간 (B1 = -0.412 m)

B2 : 수동토압저항구간 (B2 = 1.212 m)

B3 : 마찰저항구간 (B3 = 1.200 m)

Kp : 수동토압계수 (= $\tan^2$ (45 + 30.000/2) = 3.000

구 분	q1	q4	q3	q2	Hk(kN)	H(kN)	S.F	허용값	비 고
COMB 1	25.962	20.782	36.009	51.08	85.199	18.218	4.677	1.500	O.K
COMB 2	26.8	21.722	36.651	51.426	86.995	20.438	4.257	1.500	O.K
COMB 3	47.486	53.189	36.425	19.834	101.892	22.316	4.566	1.200	O.K

註) Φb = [15 + √15N] x 2/3 = 20.000, N = 15 [도로설계편람 509-22]

$\tan\Phi b = \tan(20.000) = 0.364$, Cb = 0.0 kN/m²

$\tan\Phi = \tan(30.000) = 0.577$

S.F = Hk / H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시)

4) 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비 고
COMB 1	77.041	85.414	-0.109	25.961	51.080	250.000	O.K
COMB 2	78.226	86.436	-0.105	26.798	51.428	250.000	O.K
COMB 3	67.320	58.104	0.137	47.484	19.836	375.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (2.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,3

5) 기초 중앙작용력 산정

① 기초중앙에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

$e = B/2 - \sum M/\sum V$

$Mc = V \times e$

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+6)	77.041	96.480	11.066	-8.373
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5)	78.226	98.850	12.414	-8.210
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+7)	67.320	77.038	18.934	9.216

③ 지반의 허용연직지지력 : Terzaghi식 사용

$Qu = A' [\alpha\ c\ Nc + q\ Nq + \beta\ r1\ B'\ Nr]$

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력(kN)

c : 지반의 점착력 (kN/m^2)

A' : 유효재하면적(m^2)

q : 상재하중(kN/m^2), $q = r2 \times Df$

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량(kN/m^3)

다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭(m), $B' = B - 2eB$

B : 기초의 폭(m)

eB : 하중의 편심량(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

α, β : 기초의 형상계수 (연속, $\alpha = 1.0$, $\beta = 0.5$)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc = 37.162, Nq = 22.456, Nr = 19.726

c = 0.000 kN/m^2 r1 = 20.000 kN/m^3 r2 = 20.000 kN/m^3

Df = 1.000 m B = 2.000 m q = 20.000 kN/m^2

$\Phi = 15 + \sqrt{15N} = 30.000$, N = 15

$Nq = a^2 / (2\cos^2 (45+\Phi/2))$, $a = \exp(0.75\pi-\Phi/2) \tan\Phi = 22.456$

$Nc = (Nq-1) \cot\Phi = 37.162$

$Nr = \tan\Phi/2 \times (Kpr/\cos^2 \Phi - 1) = 19.726$

구 분	eB	B'	A'	Qu(kN)	Qa(kN)	SF
COMB 1	-0.109	2.217	2.217	1965.707	250.000	3
COMB 2	-0.105	2.210	2.210	1955.813	250.000	3
COMB 3	0.137	1.726	1.726	1363.011	375.000	2

註) Qa = Qu/A'/SF, 『구조물 기초설계기준 해설 2003년』 p189 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서 $$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 140000.000 x (√ (2.000 x 1.000) / 0.3)^-¾) = 43765.503 kN/m³

$$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3* α *Eo = 1/0.3 x 1.000 x 42000.000 = 140000.00 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 1.000 m)

B : 확대기초의 폭 (= 2.000 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27537000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 0.500 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

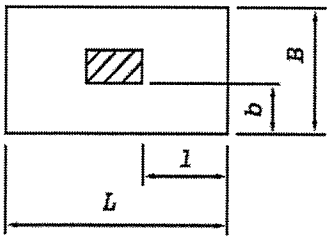
β = ⁴ √ [(3 x 43765.503) / (27537000.000 x 0.500³)] = 0.442 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽변화확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000, 1.000) = 1.000

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 1.000, 뒷굽기준으로 검토



βλ = 0.442 x 1.000 = 0.442 ≤ 1.0, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 벽체 설계(H = 1.000 m)

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	11.025	-	0.736	-	8.109	-
2. 옹벽구체(지진시)	11.025	0.849	0.736	0.481	8.109	0.409
3. 배면토압(평상시)	0.938	3.606	0.973	0.333	0.913	1.202
4. 배면토압(지진시)	0.331	4.139	0.960	0.500	0.318	2.069

※ 옹벽구체는 ④의 값임. 『하중계산』 참조

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3)	16.385	5.770	12.408	1.923
COMB 2	고정하중+토압(1+3)	16.385	5.770	12.408	1.923
COMB 3	고정하중+활하중+토압(1+3)	19.141	5.770	14.435	1.923
COMB 4	고정하중+토압+지진하중(2+4)	11.356	4.988	8.427	2.478

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.350D + 1.850L + 1.600H

COMB 2 = 1.350D + 1.600H

COMB 3 = 1.600D + 1.600L + 1.600H

COMB 4 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

③ 설계 단면력

- 모멘트 : 2.478 kN.m (COMB 4)
- 전단력 : 5.770 kN (COMB 1)

2) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	44.835	-	0.959	-	43.007	-
2. 옹벽구체(지진시)	44.835	3.452	0.959	0.446	43.007	1.539
3. 뒷채움재(평상시)	22.485	-	1.513	-	34.031	-
4. 뒷채움재(지진시)	22.485	1.731	1.513	1.031	34.031	1.785
5. 배면토압(평상시)	10.906	20.438	2.000	0.607	21.812	12.414
6. 배면토압(지진시)	-	17.133	-	0.911	-	15.610

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5)	108.332	32.701	138.901	19.862
COMB 2	고정하중+토압(1+3+5)	108.332	32.701	138.901	19.862
COMB 3	고정하중+활하중+토압(1+3+5)	125.162	32.701	158.160	19.862
COMB 4	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	67.320	22.316	77.038	18.934

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.350D + 1.850L + 1.600H

COMB 2 = 1.350D + 1.600H

COMB 3 = 1.600D + 1.600L + 1.600H

COMB 4 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

③ 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	비고
COMB 1	108.332	119.037	-0.099	38.109	70.223	-
COMB 2	108.332	119.037	-0.099	38.109	70.223	-
COMB 3	125.162	138.296	-0.105	42.880	82.282	-
COMB 4	67.320	58.103	0.137	47.486	19.834	-

※ B : 기초의 폭원 (2.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

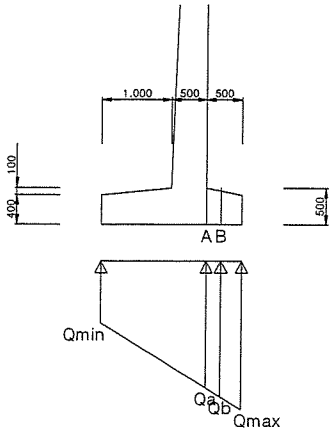
- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,3,4

구 분	X(m)	앞굽 벽체		뒷굽 벽체		비고
		거리	Qa(kN)	거리	Qb(kN)	
COMB 1	2.000	0.500	46.138	1.000	54.166	-
COMB 2	2.000	0.500	46.138	1.000	54.166	-
COMB 3	2.000	0.500	52.731	1.000	62.581	-
COMB 4	2.000	0.500	40.573	1.000	33.660	-

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = (0.400 x 0.290 + 0.058 x 0.290 / 2) x 24.500 = 3.048 kN

Ma = 0.400 x 0.500 x 24.500 x 0.500 / 2
+ 0.100 x 0.500 x 0.5 x 24.500 x 0.500 / 3 = 1.327 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.290 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.290

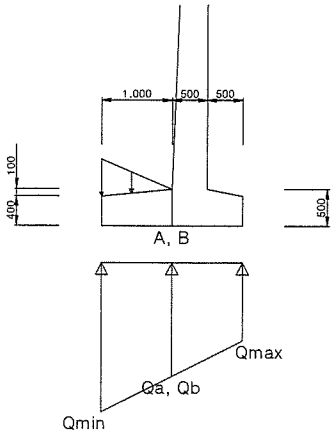
Ma = Qa x 0.500^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 0.500^2 x 2/3

- 설계 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	38.109	46.138	42.766	12.216	5.098	8.101	3.307
COMB 2	38.109	46.138	42.766	12.216	5.098	8.101	3.307
COMB 3	42.880	52.731	48.594	13.864	5.770	8.987	3.647
COMB 4	47.486	40.573	43.477	13.190	5.648	10.142	4.321

※ 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는 하중계수를 적용하지 않는다.

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb	= (0.400 x 1.000 + 0.100 x 1.000 / 2) x 24.500	=	11.025	kN
Ma	= 0.400 x 1.000 x 24.500 x 1.000 / 2			
	+ 0..100 x 1.000 x 0.5 x 24.500 x 1.000 / 3	=	5.308	kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb	= 22.485 kN 『작용하중 집계표』 참조	=	22.485	kN
Ma	= 22.485 x (1.513 - 1.000)	=	11.545	kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ

= 1/2 x 0.734 x 19.000 x 1.000^2 x sin(10.000+4.574)

= 1.756 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 1.756 / 1.000

= 3.511 kN

Vb	= 3.511 x 1.000 / 2	=	1.756	kN
Ma	= 3.511 x 1.000 / 2 x 1.000 x 2/3	=	1.170	kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 1.000 + (Qmin - Qb) / 2 x 1.000

Ma = Qa x 1.000^2 / 2 + (Qmin - Qa) / 2 x 1.000 x 1.000 x 2 / 3

- 설계 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수 단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	70.223	54.166	54.166	62.194	32.435	14.147	-7.810
COMB 2	70.223	54.166	54.166	62.194	32.435	14.147	-7.810
COMB 3	82.282	62.581	62.581	72.431	37.857	16.006	-9.019
COMB 4	19.834	33.660	33.660	26.747	12.221	6.763	4.632

※ 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는
하중계수를 적용하지 않는다.

- 모멘트 산정 : COMB 3

Mu = (5.308 + 11.545) x 1.600 + 1.170 x 1.600
- 62.581 x 1.000² / 2 - (82.282 - 62.581) / 2 x 1.000² x 2/3
= -9.019 kN.m

- 전단력 산정 : COMB 3

Vu = (11.025 + 22.485) x 1.600 + 1.756 x 1.600
- 62.581 x 1.000 - (82.282 - 62.581) / 2 x 1.000
= -16.006 kN

⑥ 기초 설계 단면력

- 전면 저판 (앞굽)

Mu = 4.321 kN.m (COMB 4)
Vu = 10.142 kN.m (COMB 4)

- 후면 저판 (뒷굽)

Mu = -9.019 kN.m (COMB 3)
Vu = 16.006 kN (COMB 3)

3) 활동방지벽 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	44.835	-	0.959	-	43.007	-
2. 옹벽구체(지진시)	44.835	3.452	0.959	0.446	43.007	1.539
3. 뒷채움재(평상시)	22.485	-	1.513	-	34.031	-
4. 뒷채움재(지진시)	22.485	1.731	1.513	1.031	34.031	1.785
5. 배면토압(평상시)	10.906	20.438	2.000	0.607	21.812	12.414
6. 배면토압(지진시)	-	17.133	-	0.911	-	15.610

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5)	108.332	32.701	138.901	19.862
COMB 2	고정하중+토압(1+3+5)	108.332	32.701	138.901	19.862
COMB 3	고정하중+활하중+토압(1+3+5)	125.162	32.701	158.160	19.862
COMB 4	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	67.320	22.316	77.038	18.934

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.350D + 1.850L + 1.600H

COMB 2 = 1.350D + 1.600H

COMB 3 = 1.600D + 1.600L + 1.600H

COMB 4 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

$Ht = c \times B1 + V_1 \times (\tan\Phi - \tan\Phi b) + V_2 \times \tan\Phi b \times Hb / Hu$

여기서 Ht : 활동방지벽에 가해지는 수평력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(도)

B' : 유효재하폭(m). B' = B - 2 x e

B1 : 유효재하폭 중의 활동방지벽 전면의 폭

B2 : 유효재하폭 중의 활동방지벽의 폭

B3 : 유효재하폭 중의 활동방지벽 후면의 폭

V1 : B1에 작용하는 연직하중 (kN). 단, V1 = V x B1/B'

V2 : B2에 작용하는 연직하중 (kN). 단, V2 = V x B2/B'

V3 : B3에 작용하는 연직하중 (kN). 단, V3 = V x B3/B'

Hu : 기초바닥면에 있어서의 전단저항력 (kN)

Hb : 기초바닥면에 작용하는 수평력 (kN)

단, 작용위치는 지지지반에 관입된 부분의 활동방지벽 부분의 중앙점으로 한다.

③ 단면력 산정

구 분	V(kN)	B'(m)	Hb(kN)	Hu(kN)	Ht(kN)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	108.332	2.198	32.701	44.299	17.024	17.024	5.958
COMB 2	108.332	2.198	32.701	44.299	17.024	17.024	5.958
COMB 3	125.162	2.210	32.701	50.897	18.277	18.277	6.397
COMB 4	67.320	1.726	22.317	31.160	13.266	13.266	4.643

6. 철근량 검토

1) 벽체 설계

① 벽체(H=1.000m)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 30 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.84, Φf = 0.90, Φv = 0.85

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	420.0	80.0	2.5	5.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 30.00 x a x 1000.000 = 25500.000 x a

T = C 이므로, a = 24.922 mm, c = 24.922 / β1 = 24.922 / 0.84 = 29.811 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 29.811) / 29.811 = 0.03927

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.90 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- ②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 16.395 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 96.906]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00342 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

ρuse = As / bd = 0.00378

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 25.340 mm

ΦMn = 0.90 x 1588.800 x 400 x (420.00 - a/2) = 232.980 kN.m

≥ Mu (= 2.478 kN.m) ∴ O.K [안전률 94.012]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √30 x 1000.00 x 420.00 = 325.895 kN

≥ Vu (= 5.770 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - CTC 200

H16 - CTC 200 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 500.0 x 1000.0 = 750.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - CTC 200

H16 - CTC 200 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 500.0 x 1000.0 = 1000.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

2) 기초 설계

① 기초 앞굽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 30 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.84, Φf = 0.90, Φv = 0.85

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	420.0	80.0	4.3	10.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 30.00 x a x 1000.000 = 25500.000 x a

T = C 이므로, a = 12.461 mm, c = 12.461 / β1 = 12.461 / 0.84 = 14.906 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 14.906) / 14.906 = 0.08153

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.90 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 28.591 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 27.785]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00342 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

ρuse = As / bd = 0.00189

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 12.670 mm

ΦMn = 0.90 x 794.400 x 400 x (420.00 - a/2) = 118.302 kN.m

≥ Mu (= 4.321 kN.m) ∴ O.K [안전률 27.380]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √30 x 1000.00 x 420.00 = 325.895 kN

≥ Vu (= 10.142 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - CTC 250

H16 - CTC 250 = 1588.800 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 500.0 x 1000.0 = 750.000 ㎟ < 1588.800 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - CTC 250

H16 - CTC 250 = 1588.800 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 500.0 x 1000.0 = 1000.000 ㎟ < 1588.800 ㎟ ∴ O.K

② 기초 뒷굽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 30 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.84, Φf = 0.90, Φv = 0.85

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	420.0	80.0	2.5	16.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 30.00 x a x 1000.000 = 25500.000 x a

T = C 이므로, a = 12.461 mm, c = 12.461 / β1 = 12.461 / 0.84 = 14.906 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 14.906) / 14.906 = 0.08153

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.90 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 16.395 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 48.453]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00342 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

ρuse = As / bd = 0.00189

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 12.670 mm

ΦMn = 0.90 x 794.400 x 400 x (420.00 - a/2) = 118.302 kN.m

≥ Mu (= 2.478 kN.m) ∴ O.K [안전률 47.737]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √30 x 1000.00 x 420.00 = 325.895 kN

≥ Vu (= 16.006 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - CTC 250

H16 - CTC 250 = 1588.800 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 500.0 x 1000.0 = 750.000 ㎟ < 1588.800 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - CTC 250

H16 - CTC 250 = 1588.800 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 500.0 x 1000.0 = 1000.000 ㎟ < 1588.800 ㎟ ∴ O.K

③ 활동방지벽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 30 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.84, Φf = 0.90, Φv = 0.85

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	650.0	550.0	100.0	6.4	18.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 30.00 x a x 1000.000 = 25500.000 x a

T = C 이므로, a = 12.461 mm, c = 12.461 / β1 = 12.461 / 0.84 = 14.906 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (550.00 - 14.906) / 14.906 = 0.10770

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.90 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 32.324 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 24.576]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00342 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

ρuse = As / bd = 0.00144

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 12.670 mm

ΦMn = 0.90 x 794.400 x 400 x (550.00 - a/2) = 155.480 kN.m

≥ Mu (= 6.397 kN.m) ∴ O.K [안전률 24.305]

* 전단에 대한 검토 (d = 550.00 mm)

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √30 x 1000.00 x 550.00 = 426.767 kN

≥ Vu (= 18.277 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - CTC 250

H16 - CTC 250 = 1588.800 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 650.0 x 1000.0 = 975.000 ㎟ < 1588.800 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - CTC 250

H16 - CTC 250 = 1588.800 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 650.0 x 1000.0 = 1300.000 ㎟ < 1588.800 ㎟ ∴ O.K

7. 사용성 검토

1) 벽체 설계(H = 1.000 m)

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	11.025	-	0.736	-	8.109	-
2. 옹벽구체(지진시)	11.025	0.849	0.736	0.481	8.109	0.409
3. 배면토압(평상시)	0.938	3.606	0.973	0.333	0.913	1.202
4. 배면토압(지진시)	0.331	4.139	0.960	0.500	0.318	2.069

※ 옹벽구체는 ④의 값임. 『하중계산』 참조

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3)	11.963	3.606	9.022	1.202
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3)	11.963	3.606	9.022	1.202
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4)	11.356	4.988	8.427	2.478

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.000D + 1.000H

COMB 2 = 1.000D + 1.000L + 1.000H

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

③ 설계 단면력

- 모멘트 : 2.478 kN.m (COMB 3)
- 전단력 : 4.988 kN (COMB 3)

2) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	44.835	-	0.959	-	43.007	-
2. 옹벽구체(지진시)	44.835	3.452	0.959	0.446	43.007	1.539
3. 뒷채움재(평상시)	22.485	-	1.513	-	34.031	-
4. 뒷채움재(지진시)	22.485	1.731	1.513	1.031	34.031	1.785
5. 배면토압(평상시)	10.906	20.438	2.000	0.607	21.812	12.414
6. 배면토압(지진시)	-	17.133	-	0.911	-	15.610

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+5)	78.226	20.438	98.850	12.414
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5)	78.226	20.438	98.850	12.414
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	67.320	22.316	77.038	18.934

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.000D + 1.000H

COMB 2 = 1.000D + 1.000L + 1.000H

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

③ 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	비고
COMB 1	78.226	86.435	-0.105	26.800	51.426	-
COMB 2	78.226	86.435	-0.105	26.800	51.426	-
COMB 3	67.320	58.103	0.137	47.486	19.834	-

※ B : 기초의 폭원 (2.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

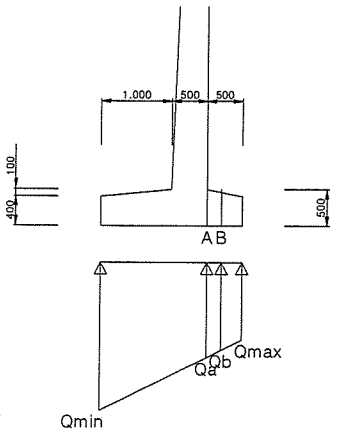
- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,3

구 분	X(m)	앞굽 벽체		뒷굽 벽체		비고
		거리	Qa(kN)	거리	Qb(kN)	
COMB 1	2.000	0.500	32.957	1.000	39.113	-
COMB 2	2.000	0.500	32.957	1.000	39.113	-
COMB 3	2.000	0.500	40.573	1.000	33.660	-

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = (0.400 x 0.290 + 0.058 x 0.290 / 2) x 24.500 = 3.048 kN

Ma = 0.400 x 0.500 x 24.500 x 0.500 / 2
+ 0.100 x 0.500 x 0.5 x 24.500 x 0.500 / 3 = 1.327 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qmax x 0.290 + (Qb - Qmax) / 2 x 0.290

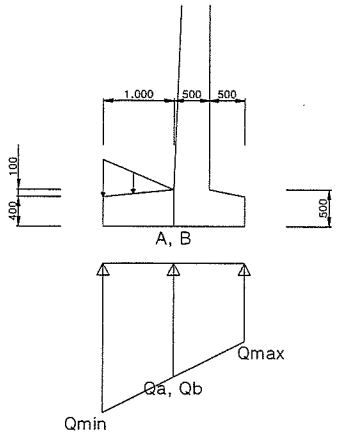
Ma = Qmax x 0.500^2 / 2 + (Qa - Qmax) / 2 x 0.500 x 0.500 / 3

- 설계 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	26.800	32.957	30.371	8.665	3.607	5.617	2.279
COMB 2	26.800	32.957	30.371	8.665	3.607	5.617	2.279
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-

※ 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3)은 고려하지 않는다.

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 지반반력에 의한 단면력

$Vb = Qb \times 1.000 + (Qmin - Qb) / 2 \times 1.000$

$Ma = Qa \times 1.000^2 / 2 + (Qmin - Qa) / 2 \times 1.000 \times 1.000 \times 2 / 3$

- 설계 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	51.426	39.113	39.113	45.270	23.661	10.004	-5.637
COMB 2	51.426	39.113	39.113	45.270	23.661	10.004	-5.637
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-

※ 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3)은 고려하지 않는다.

⑥ 기초 설계 단면력

- 전면 저판 (앞굽)

Mu = 2.279 kN.m (COMB 2)

Vu = 5.617 kN.m (COMB 2)

- 후면 저판 (뒷굽)

Mu = -5.637 kN.m (COMB 2)

Vu = 10.004 kN (COMB 2)

3) 활동방지벽 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	44.835	-	0.959	-	43.007	-
2. 옹벽구체(지진시)	44.835	3.452	0.959	0.446	43.007	1.539
3. 뒷채움재(평상시)	22.485	-	1.513	-	34.031	-
4. 뒷채움재(지진시)	22.485	1.731	1.513	1.031	34.031	1.785
5. 배면토압(평상시)	10.906	20.438	2.000	0.607	21.812	12.414
6. 배면토압(지진시)	-	17.133	-	0.911	-	15.610

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+5)	78.226	20.438	98.850	12.414
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5)	78.226	20.438	98.850	12.414
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	67.320	22.316	77.038	18.934

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.000D + 1.000H

COMB 2 = 1.000D + 1.000L + 1.000H

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

$Ht = c \times B1 + V_1 \times (\tan\Phi - \tan\Phi b) + V_2 \times \tan\Phi b \times Hb / Hu$

여기서 Ht : 활동방지벽에 가해지는 수평력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(도)

B' : 유효재하폭(m). B' = B - 2 x e

B1 : 유효재하폭 중의 활동방지벽 전면의 폭

B2 : 유효재하폭 중의 활동방지벽의 폭

B3 : 유효재하폭 중의 활동방지벽 후면의 폭

V1 : B1에 작용하는 연직하중 (kN). 단, V1 = V x B1/B'

V2 : B2에 작용하는 연직하중 (kN). 단, V2 = V x B2/B'

V3 : B3에 작용하는 연직하중 (kN). 단, V3 = V x B3/B'

Hu : 기초바닥면에 있어서의 전단저항력 (kN)

Hb : 기초바닥면에 작용하는 수평력 (kN)

단, 작용위치는 지지지반에 관입된 부분의 활동방지벽 부분의 중앙점으로 한다.

③ 단면력 산정

구 분	V(kN)	B'(m)	Hb(kN)	Hu(kN)	Ht(kN)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	78.226	2.210	20.438	31.811	11.423	11.423	3.998
COMB 2	78.226	2.210	20.438	31.811	11.423	11.423	3.998
COMB 3	67.320	1.726	22.317	31.160	13.266	13.266	4.643

4) 사용성 검토

① 벽체(H=1.000m)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2.478 x 1000000 / [1588.800 x (420.000 - 86.171/3)]
= 3.986 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x1588.800)]
= 86.171 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 3.99) - 2.5 x 72.00 = 19574.66 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 3.99) = 15803.73 mm
Sa는 작은 값인 15803.73 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 15803.73 mm) ∴ O.K

② 기초 앞굽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2.279 x 1000000 / [794.400 x (420.000 - 63.010/3)]
= 7.192 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x794.400)]
= 63.010 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 7.19) - 2.5 x 72.00 = 10770.26 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 7.19) = 8760.21 mm
Sa는 작은 값인 8760.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 8760.21 mm) ∴ O.K

③ 기초 뒷굽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2.478 x 1000000 / [794.400 x (420.000 - 63.010/3)]

= 7.819 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x794.400)]

= 63.010 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 7.82) - 2.5 x 72.00 = 9892.22 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 7.82) = 8057.77 mm

Sa는 작은 값인 8057.77 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 8057.77 mm) ∴ O.K

④ 활동방지벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3.998 x 1000000 / [794.400 x (550.000 - 72.847/3)]

= 9.573 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x550.0/(7x794.400)]

= 72.847 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 9.57) - 2.5 x 92.00 = 7995.86 mm

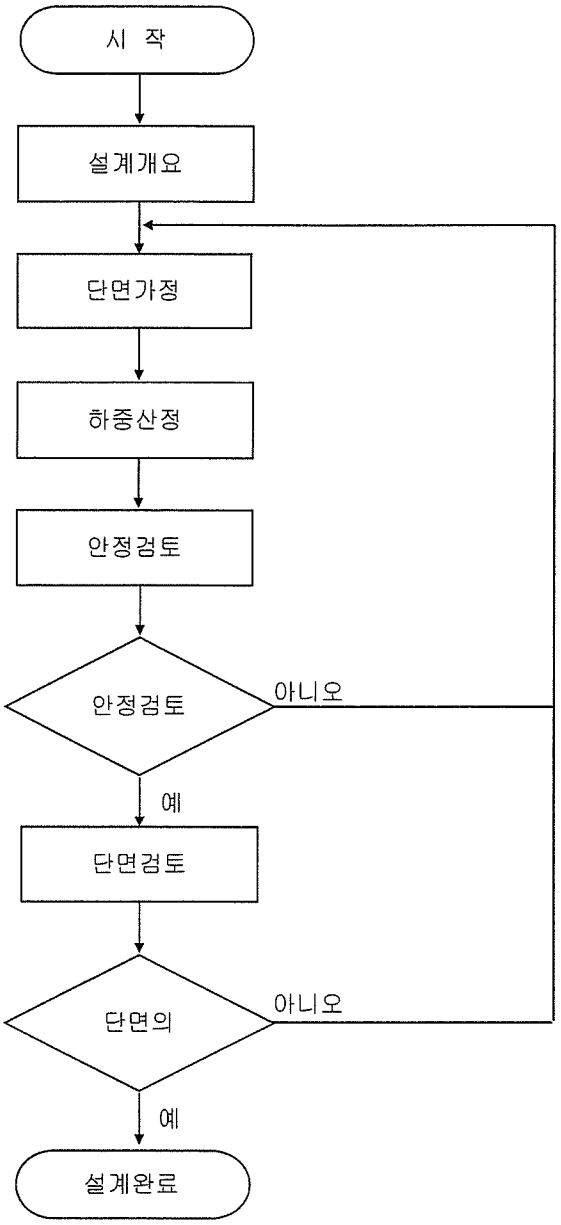
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 9.57) = 6580.69 mm

Sa는 작은 값인 6580.69 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 6580.69 mm) ∴ O.K

단면 2:신축이음 구조계산서

▣ 설계단계 흐름도



목 차

▣ 해 석 결 과 요 약

- 안정검토 및 응력검토
- 단면 휨 설계
- 사용성 검토

▣ 주철근 조립도

---

1. 설 계 조 건
2. 단 면 가 정
3. 하 중 계 산
   1) 자중 및 관성력
   2) 배면토에 의한 토압
   3) 상재하중에 의한 부재력
   4) 하중조합
4. 안 정 검 토
   1) 하중집계 및 조합
   2) 전도에 대한 안정
   3) 활동에 대한 안정
   4) 지지력에 대한 안정
   5) 기초 중앙 작용력 산정
5. 단 면 설 계
   1) 벽체 설계
   2) 기초 설계
6. 철 근 량 검 토
   1) 벽체 설계
   2) 기초 설계
7. 사 용 성 검 토
   1) 벽체 설계
   2) 기초 설계
   3) 사용성 검토

▣ 해석 결과 요약

■ 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	전도에 대한 안정	687.986	188.705	O.K
	활동에 대한 안정	301.577	122.300	O.K
	지지력에 대한 안정	250.000	100.225	O.K
지진시	전도에 대한 안정	514.130	321.765	O.K
	활동에 대한 안정	399.922	143.555	O.K
	지지력에 대한 안정	375.000	220.084	O.K

■ 단면 휨 설계

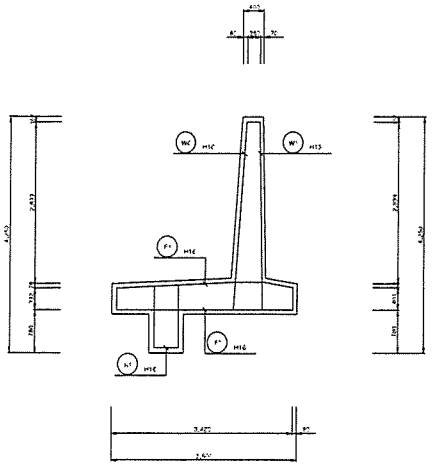
단면위치	깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm^2)	사용철근량 (mm^2)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
기초 앞굽	650	80	164.0	794.4	33.583	161.199	4.8	O.K
기초 뒷굽	650	80	378.0	1588.8	77.054	318.775	4.137	O.K
벽체(H=2.900m)	650	80	378.0	1588.8	77.054	318.775	4.137	O.K
활동방지벽	650	100	168.0	794.4	33.155	155.48	4.69	O.K

■ 사용성 검토

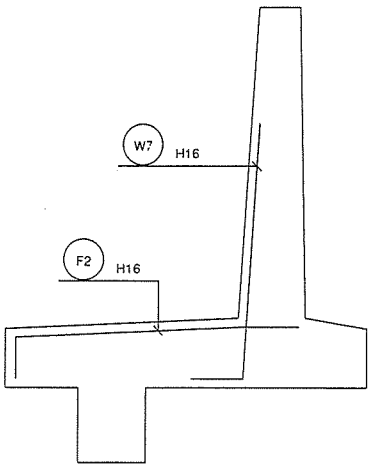
구 분	인장응력(fs,MPa)	철근간격(S,mm)	최대간격(Sa,mm)	비 고
기초 앞굽	35.045	250.000	1797.714	O.K
기초 뒷굽	36.473	125.000	1727.327	O.K
벽체(H=2.900m)	75.055	125.000	839.385	O.K
활동방지벽	49.617	250.000	1269.725	O.K

▣ 주철근 조립도

① 1 Cycle (CTC = 250)



② 2 Cycle (CTC = 250)



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 옹벽
(2) 옹 벽 높 이 : H = 3.550 M
(3) 옹 벽 총 폭 : B = 3.500 M
(4) 기 초 형 식 : 잡석기초

2) 설계기준 강도

(1) 콘크리트 설계기준 강도 : fck = 30.0 MPa
- 탄성계수 : Ec = 27537.0 MPa
(2) 철근 항복 강도 (SD400) : fy = 400.0 MPa
- 탄성계수 : Es = 200000.0 MPa

3) 작용하중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 24.500 kN/m³
(2) 상 재 하 중 : ql = 15.000 kN/m

4) 뒷채움 재료

(1) 뒷채움재의 단위중량 : $\gamma s1$ = 19.000 kN/m³
(2) 뒷채움재의 내부마찰각 : $\Phi 1$ = 30.000 °
(3) 뒷채움재의 경사각 : α = 29.055 °
(4) 뒷채움재의 성토높이 : H = 3.000 m

5) 지반조건

(1) 기초지반의 단위중량 : $\Phi 1$ = 20.000 kN/m³
(2) 기초지반의 N치 : N = 15.0
(3) 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi 2$ = 30.000 ° {$\Phi 2 = \sqrt{15N + 15}$}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 최대 허용지지력 : Qa = 250.00 kN/m²
(6) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.364 ; TAN(⅔ · $\Phi 2$) : 흙과 콘크리트

6) 지진계수

(1) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수
- 내진 등급 : 붕괴방지 I등급 - 위험도 계수 : 1.400
- 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

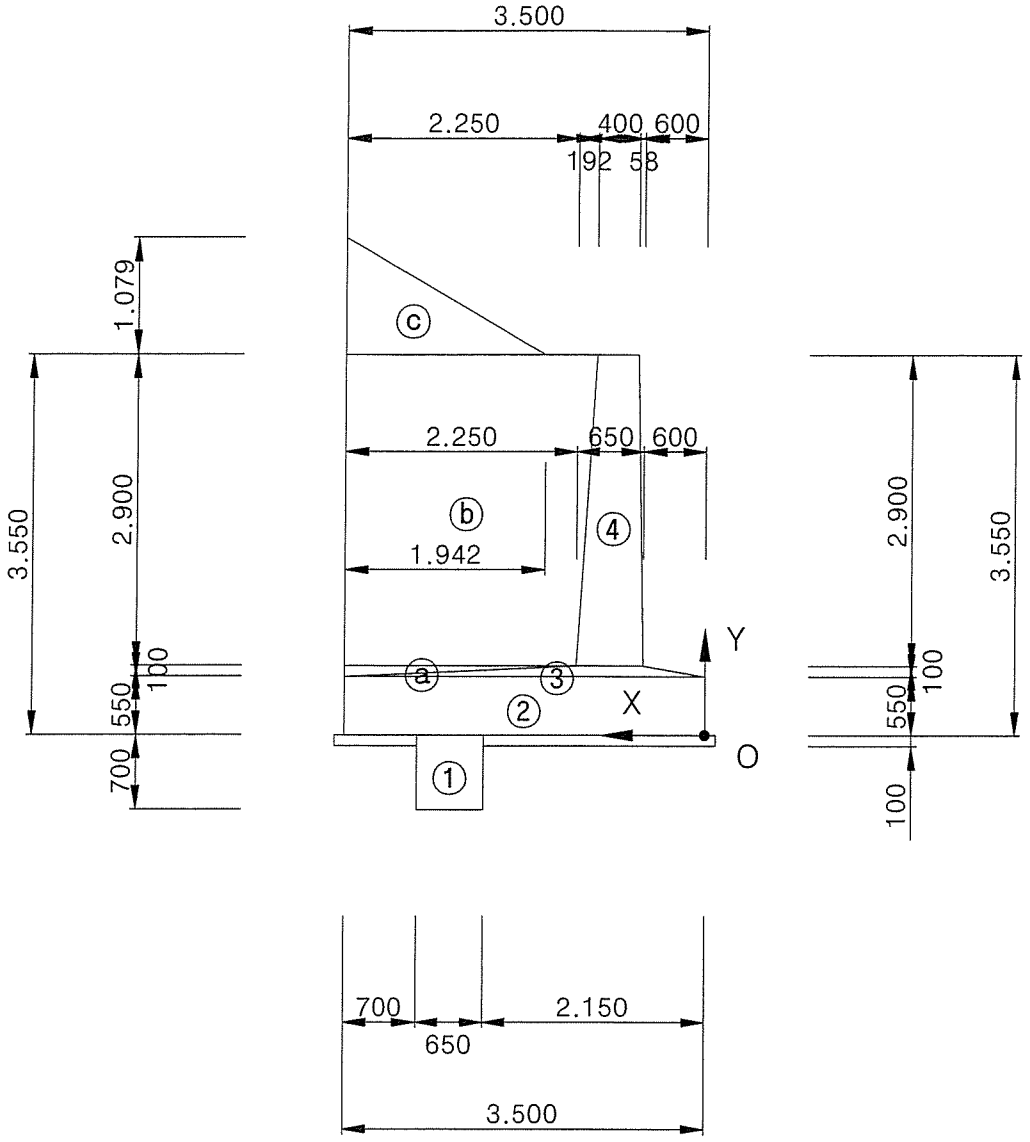
7) 설 계 방 법

(1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
(2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

8) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
(2) 도로교 설계기준 : 건설 교통부 (2005)
(3) 도로설계 편람 : 건설 교통부 (2000)
(4) 도로설계 요령 : 한국도로공사 (2002)
(5) 도로옹벽표준도 : 건설 교통부 (2003)
(6) 구조물기초설계기준 : 건설 교통부 (2003)
(7) 철도설계기준(노반편) : 대한토목학회 (2004)

2. 단 면 가 정


3.500
2.250
400
600
192
58
1.079
c
2.250
650
600
b
4
1.942
3.550
2.900
100
550
700
a
3
2
X
Y
O
1
2.900
3.550
100
550
100
700
2.150
650
3.500

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	면적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^2		kN/m^3	kN	kN
옹벽구체	①	0.650 × 0.700	= 0.455	24.500	11.147	0.858
	②	3.500 × 0.550	= 1.925	24.500	47.162	3.632
	③	2.075 × 0.100	= 0.208	24.500	5.084	0.391
	④	0.525 × 2.900	= 1.522	24.500	37.301	2.872
	소계		= 4.110		100.695	7.754
배면토	ⓐ	2.250 × 0.100 × 1/2	= 0.113	19.000	2.138	0.165
	ⓑ	2.346 × 2.900	= 6.803	19.000	129.265	9.953
	ⓒ	1.942 × 1.079 × 1/2	= 1.048	19.000	19.904	1.533
	소계		= 7.964		151.307	11.651
총 계					252.002	19.404

※ 수평력(지진시 관성력) Hi = Kh × Vi (Kh = A/2 = 0.077)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
옹벽구체	①	2.475	0.35	27.590	0.3
	②	1.750	0.275	82.534	0.999
	③	1.432	0.589	7.280	0.23
	④	0.894	1.985	33.353	5.701
	소 계			150.757	7.231
배면토	ⓐ	2.750	0.617	5.878	0.101
	ⓑ	2.326	2.12	300.714	21.099
	ⓒ	2.853	3.91	56.781	5.992
	소 계			363.373	27.192
총 계				514.130	34.423

③ 합력의 작용위치 산정

- 옹벽구체 : X = 150.757 / 100.695 = 1.497 m
  Y = 7.231 / 7.754 = 0.933 m
- 뒷채움재 : X = 363.373 / 151.307 = 2.402 m
  Y = 27.192 / 11.651 = 2.334 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

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

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

ω = 가정한 가상파괴면과 수평면이 이루는 각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 조건), A=0.154

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	30.000	30.000	30.000	30.000
α	29.055	29.055	29.055	29.055
β	-	3.788	-	3.788
δ	22.105	10.000	0.000	0.000
Θ	-	-	4.403	4.403
Kh	-	-	0.077	0.077
ω	47.500	40.500	48.000	49.000
토압계수	0.648	0.642	0.61	0.52

※ 배면토사의 성토각(α)이 내부마찰각(Φ)보다 큰 경우이므로 시행쐐기를 적용한다.

Mononobe-Okabe : 90도 ≤ β+α+Θ 혹은 Φ < α+Θ인 경우이므로 시행쐐기를 적용한다.

② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 4.629 m)

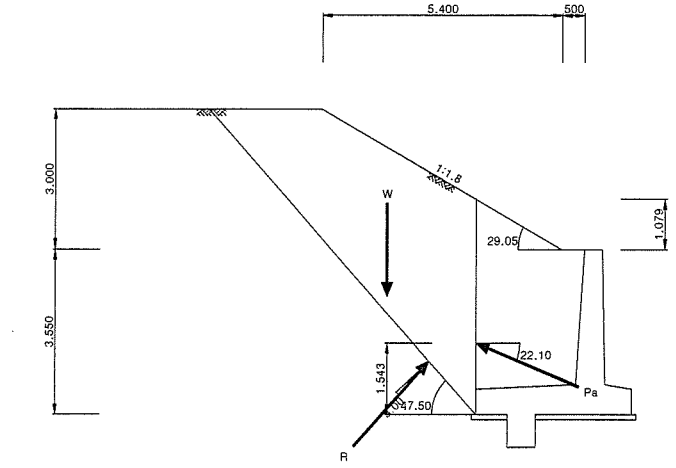
ϕ = 뒷채움흙의 내부마찰각 = 30.000°

α = 뒷채움흙의 경사각 = 29.055°

β = 벽 뒷면과 연직면이 이루는 각 = 0.000°

δ = 벽면마찰각 = 22.105°

Ka = 토압계수 (평상시) = 0.648°



$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma \cdot H^2}$$

쐐기각(ω)	쐐기면적(A)	쐐기중량(W')	Pa(kN)	Ka
45.50	17.7585	486.3445	130.6207	0.64170
46.00	17.3936	473.8420	131.1998	0.64455
46.50	17.0349	461.5485	131.6207	0.64662
47.00	16.6820	449.4569	131.8872	0.64793
47.50	**16.3348**	**437.5606**	**132.0031**	**0.64850**
48.00	15.9932	425.8530	131.9720	0.64834
48.50	15.6569	414.3279	131.7973	0.64748
49.00	15.3257	402.9794	131.4824	0.64594
49.50	14.9995	391.8019	131.0304	0.64372

W' = W + qL = 310.362 + 127.198 = 437.561

Pa = sin(ω-Φ) / cos(ω-Φ-β-δ) x W'

= sin(47.500 - 30.000) / cos(47.500 - 30.000 - 0.000 - 22.105) x 437.561

= 132.003 kN

Ph = 132.003 x cos (22.105+0.000)

= 122.300 kN

Pv = 132.003 x sin (22.105+0.000)

= 49.673 kN

작용위치 : x = 3.500 m, y = H/3 = 4.629 / 3 = 1.543 m

< 상재고정하중만 고려한 경우 >

W' = W + qL = 310.362 + 38.160 = 348.522

Pa = sin(ω-Φ) / cos(ω-Φ-β-δ) x W'

= sin(47.500 - 30.000) / cos(47.500 - 30.000 - 0.000 - 22.105) x 348.522

= 105.142 kN

Ph = 105.142 x cos (22.105+0.000)

= 97.414 kN

Pv = 105.142 x sin (22.105+0.000)

= 39.565 kN

작용위치 : x = 3.500 m, y = H/3 = 4.629 / 3 = 1.543 m

- 지진시 토압 (H = 4.629 m)

ϕ = 뒷채움흙의 내부마찰각 = 30.000°

α = 뒷채움흙의 경사각 = 29.055°

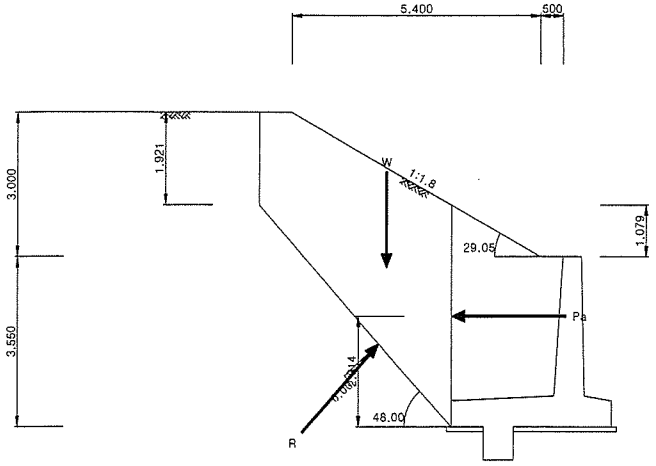
β = 벽 뒷면과 연직면이 이루는 각 = 0.000°

δ = 벽면마찰각 = 0.000°

Kae = 토압계수 (지진시) = 0.610°

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0 = 4.403°

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 조건), A=0.154



$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma \cdot H^2}$$

쐐기각(ω)	쐐기면적(A)	쐐기중량(W')	Pa(kN)	Ka
46.00	15.6116	339.6295	123.5387	0.60691
46.50	15.2837	331.7564	123.8160	0.60827
47.00	14.9612	324.0126	124.0096	0.60923
47.50	14.6439	316.3938	124.1209	0.60977
48.00	**14.3316**	**308.8960**	**124.1514**	**0.60992**
48.50	14.0242	301.5150	124.1022	0.60968
49.00	13.7216	294.2471	123.9744	0.60905
49.50	13.4234	287.0887	123.7693	0.60804
50.00	13.1297	280.0361	123.4876	0.60666

W' = W + qL = 272.301 + 36.595 = 308.896

Pa = sin(ω-Φ+Θ) / cos(ω-Φ-β-δ) / cosΘ x W'

= sin(48.000 - 30.000 + 4.403) / cos(48.000 - 30.000 - 0.000 - 0.000)

/ cos4.403 x 308.896

= 124.151 kN

Ph = 124.151 x cos (0.000+0.000)

= 124.151 kN

Pv = 124.151 x sin (0.000+0.000)

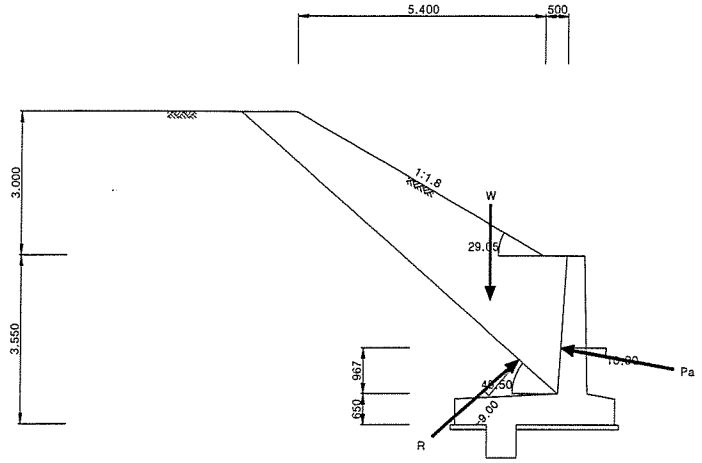
= 0.000 kN

작용위치 : x = 3.500 m, y = H/2 = 4.629 / 2 = 2.314 m

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 2.900 m)

ϕ = 뒷채움흙의 내부마찰각	=	30.000°
α = 뒷채움흙의 경사각	=	29.055°
β = 벽 뒷면과 연직면이 이루는 각	=	3.788°
δ = 벽면마찰각	=	10.000°
Ka = 토압계수 (평상시)	=	0.642°



$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma \cdot H^2}$$

쐐기각(ω)	쐐기면적(A)	쐐기중량(W')	Pa(kN)	Ka
38.50	13.1355	335.0400	49.7337	0.62249
39.00	12.7478	321.1026	50.4074	0.63092
39.50	12.3684	307.4623	50.8884	0.63694
40.00	11.9969	294.1079	51.1831	0.64063
40.50	**11.6330**	**281.0283**	**51.2978**	**0.64206**
41.00	11.2766	268.2134	51.2382	0.64132
41.50	10.9272	255.6531	51.0097	0.63846
42.00	10.5846	243.3383	50.6175	0.63355
42.50	10.2486	231.2599	50.0664	0.62665

W' = W + qL = 221.028 + 60.001 = 281.028

Pa = sin(ω-Φ) / cos(ω-Φ-β-δ) x W'

= sin(40.500 - 30.000) / cos(40.500 - 30.000 - 3.788 - 10.000) x 281.028

= 51.298 kN

Ph = 51.298 x cos (10.000+3.788)

= 49.820 kN

Pv = 51.298 x sin (10.000+3.788)

= 12.226 kN

작용위치 : x = 1.186 m, y = H/3 = 0.967 m

< 상재고정하중만 고려한 경우 >

W' = W + qL = 221.028 + 18.000 = 239.028

Pa = sin(ω-Φ) / cos(ω-Φ-β-δ) x W'

= sin(40.500 - 30.000) / cos(40.500 - 30.000 - 3.788 - 10.000) x 239.028

= 43.631 kN

Ph = 43.631 x cos (10.000+3.788)

= 42.374 kN

Pv = 43.631 x sin (10.000+3.788)

= 10.399 kN

작용위치 : x = 1.186 m, y = H/3 = 0.967 m

- 지진시 토압 (H = 2.900 m)

ϕ = 뒷채움흙의 내부마찰각 = 30.000°

α = 뒷채움흙의 경사각 = 29.055°

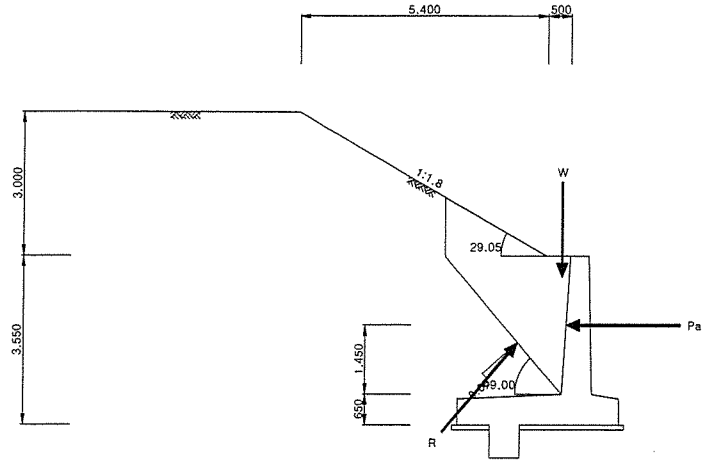
β = 벽 뒷면과 연직면이 이루는 각 = 3.788°

δ = 벽면마찰각 = 0.000°

Kae = 토압계수 (지진시) = 0.520°

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0 = 4.403°

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 조건), A=0.154



$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma \cdot H^2}$$

쐐기각(ω)	쐐기면적(A)	쐐기중량(W)	Pa(kN)	Ka
47.00	5.7947	110.0991	41.3927	0.51809
47.50	5.6648	107.6305	41.4505	0.51881
48.00	5.5381	105.2239	41.4916	0.51933
48.50	5.4146	102.8767	41.5166	0.51964
49.00	**5.2940**	**100.5869**	**41.5262**	**0.51976**
49.50	5.1764	98.3522	41.5208	0.51969
50.00	5.0616	96.1707	41.5012	0.51945
50.50	4.9495	94.0403	41.4677	0.51903
51.00	4.8400	91.9593	41.4208	0.51844

Pa = sin(ω-Φ+Θ) / cos(ω-Φ-β-δ) / cosΘ x W

= sin(49.000 - 30.000 + 4.403) / cos(49.000 - 30.000 - 3.788 - 0.000) x 100.587

= 41.526 kN

Ph = 41.526 x cos (0.000+3.788)

= 41.435 kN

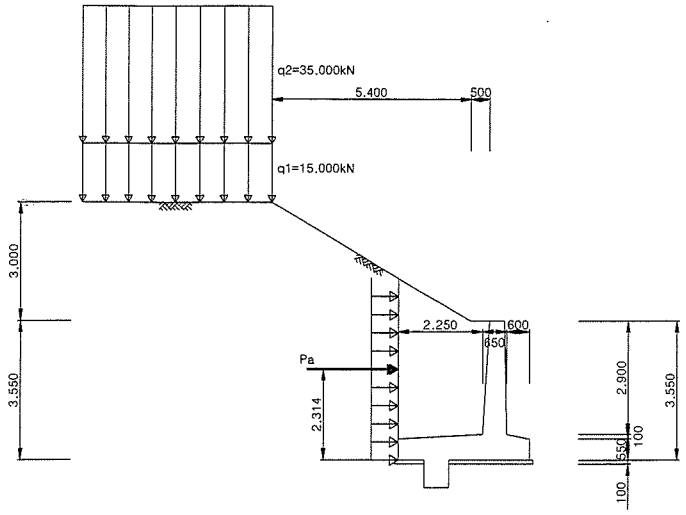
Pv = 41.526 x sin (0.000+3.788)

= 2.743 kN

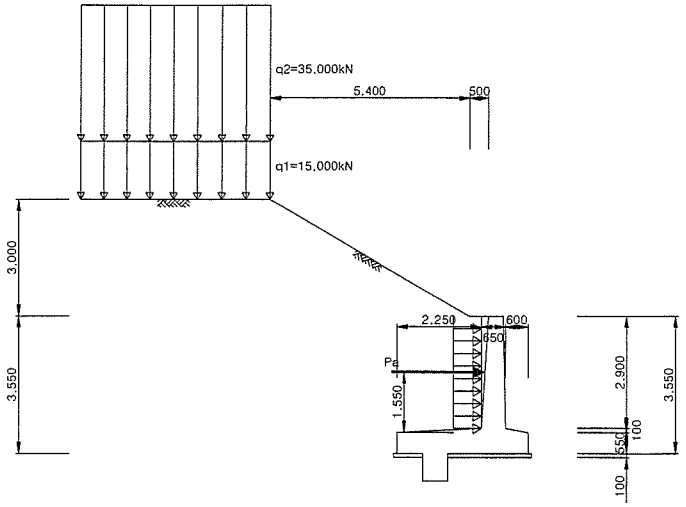
작용위치 : x = 1.154 m, y = H/2 = 1.450 m

3) 상재하중에 의한 부재력

- 안정검토시



- 단면검토시



① 상재고정하중(평상시)

- 안정 검토시 (H = 4.629 m)

  : 상재하중은 흙쐐기중량의 일부로 간주하여 계산되었으므로 별도 상재하중은 고려하지 않는

- 단면 검토시 (H = 4.629 m)

  : 상재하중은 흙쐐기중량의 일부로 간주하여 계산되었으므로 별도 상재하중은 고려하지 않는

② 상재고정하중(지진시)

- 안정 검토시 (H = 4.629 m)

  : 상재하중은 흙쐐기중량의 일부로 간주하여 계산되었으므로 별도 상재하중은 고려하지 않는

- 단면 검토시 (H = 4.629 m)

  : 상재하중은 재하조건을 만족하지 못하므로 재하하지 않는다.

③ 상재활하중

- 안정 검토시 (H = 4.629 m)

  : 상재하중은 흙쐐기중량의 일부로 간주하여 계산되었으므로 별도 상재하중은 고려하지 않는

- 단면 검토시 (H = 2.900 m)

  : 상재하중은 흙쐐기중량의 일부로 간주하여 계산되었으므로 별도 상재하중은 고려하지 않는

4) 하중조합

① 사용하중 조합

구 분	고정하중	활하중	토압	지진하중
COMB 1	1.000		1.000	
COMB 2	1.000	1.000	1.000	
COMB 3	1.000		1.000	1.000

② 계수하중 조합

구 분	고정하중	활하중	토압	지진하중
COMB 1	1.350	1.850	1.600	
COMB 2	1.350		1.600	
COMB 3	1.600	1.600	1.600	
COMB 4	1.000		1.000	1.000

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	100.695	-	1.497	-	150.757	-
2. 옹벽구체(지진시)	100.695	7.754	1.497	0.933	150.757	7.231
3. 뒷채움재(평상시)	151.307	-	2.402	-	363.373	-
4. 뒷채움재(지진시)	151.307	11.651	2.402	2.334	363.373	27.192
5. 배면토압(평상시)	49.673	122.300	3.500	1.543	173.856	188.705
6. 배면토압(평상시,상지	39.565	97.414	3.500	1.543	138.478	150.306
7. 배면토압(지진시)	-	124.151	-	2.314	-	287.341

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+6)	291.567	97.414	652.608	150.306
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5)	301.675	122.300	687.986	188.705
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+7)	252.002	143.556	514.130	321.764

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.000D + 1.000H

COMB 2 = 1.000D + 1.000L + 1.000H

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

2) 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비 고
COMB 1	652.608	150.306	291.567	4.342	0.027	0.583	O.K
COMB 2	687.986	188.705	301.675	3.646	0.095	0.583	O.K
COMB 3	514.130	321.764	252.002	1.598	0.987	1.167	O.K

註) B : 기초의 폭원 (3.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr / Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시)

3) 활동에 대한 안정

직접기초바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

활동방지벽을 둔경우 전단저항력은 활동방지벽의 선단을통하는 기초바닥면과 평행한 면을 따라 전단저항력을 산출하는것으로 한다.이 전단면을 가상의 기초바닥면으로 간주한다.

$Hk = (q3+q4) \times Kp \times l / 2 + (q1+q4) \times B1 \times \tan\Phi b / 2 + (q3+q2) \times B3 \times \tan\Phi b / 2$

여기서 Hk : 활동방지벽 설치후의 활동저항력(kN)

l : 활동방지벽의 길이(m)

q : 지반반력의 크기(kN/m²)

Φb : 옹벽기초하부지반의 내부마찰각(도)

B1 : 마찰저항구간 (B1 = 0.938 m)

B2 : 수동토압저항구간 (B2 = 1.212 m)

B3 : 마찰저항구간 (B3 = 1.350 m)

Kp : 수동토압계수 (= $\tan^2$ (45 + 30.000/2) = 3.000

구 분	q1	q4	q3	q2	Hk(kN)	H(kN)	S.F	허용값	비 고
COMB 1	87.193	85.11	82.416	79.416	289.908	97.414	2.976	1.500	O.K
COMB 2	100.225	92.707	82.985	72.16	301.577	122.300	2.466	1.500	O.K
COMB 3	220.084	161.129	84.889	0	399.922	143.556	2.786	1.200	O.K

註) Φb = [15 + √15N] x 2/3 = 20.000, N = 15 [도로설계편람 509-22]

$\tan\Phi b = \tan(20.000) = 0.364$, Cb = 0.0 kN/m²

$\tan\Phi = \tan(30.000) = 0.577$

S.F = Hk / H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시)

4) 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비 고
COMB 1	291.567	502.302	0.027	87.194	79.416	250.000	O.K
COMB 2	301.675	499.281	0.095	100.226	72.160	250.000	O.K
COMB 3	252.002	192.366	0.987	220.084	0.000	375.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (3.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3

5) 기초 중앙작용력 산정

① 기초중앙에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

$e = B/2 - \sum M/\sum V$

$Mc = V \times e$

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+6)	291.567	652.608	150.306	7.940
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5)	301.675	687.986	188.705	28.650
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+7)	252.002	514.130	321.764	248.638

③ 지반의 허용연직지지력 : Terzaghi식 사용

$Qu = A' [\alpha\ c\ Nc + q\ Nq + \beta\ r1\ B'\ Nr]$

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력(kN)

c : 지반의 점착력 (kN/m^2)

A' : 유효재하면적(m^2)

q : 상재하중(kN/m^2), $q = r2 \times Df$

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량(kN/m^3)

다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭(m), $B' = B - 2eB$

B : 기초의 폭(m)

eB : 하중의 편심량(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

α, β : 기초의 형상계수 (연속, $\alpha = 1.0$, $\beta = 0.5$)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc = 37.162, Nq = 22.456, Nr = 19.726

c = 0.000 kN/m^2 r1 = 20.000 kN/m^3 r2 = 20.000 kN/m^3

Df = 1.000 m B = 3.500 m q = 20.000 kN/m^2

$\Phi = 15 + \sqrt{15N} = 30.000$, N = 15

$Nq = a^2 / (2\cos^2 (45+\Phi/2))$, $a = \exp(0.75\pi-\Phi/2) \tan\Phi = 22.456$

$Nc = (Nq-1) \cot\Phi = 37.162$

$Nr = \tan\Phi/2 \times (Kpr/\cos^2 \Phi - 1) = 19.726$

구 분	eB	B'	A'	Qu(kN)	Qa(kN)	SF
COMB 1	0.027	3.446	3.446	3889.282	250.000	3
COMB 2	0.095	3.310	3.310	3647.893	250.000	3
COMB 3	0.987	1.527	1.527	1145.445	375.000	2

註) Qa = Qu/A'/SF, 『구조물 기초설계기준 해설 2003년』 p189 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서 $$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}}(m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 140000.000 x (√(3.500 x 1.000) / 0.3)^-¾) = 35474.284 kN/m³

$$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3*α*Eo = 1/0.3 x 1.000 x 42000.000 = 140000.00 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 1.000 m)

B : 확대기초의 폭 (= 3.500 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27537000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 0.650 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

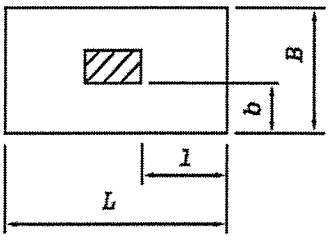
β = ⁴√[(3 x 35474.284) / (27537000.000 x 0.650³)] = 0.344 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽변화확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000, 1.750) = 1.750

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 1.750, 뒷굽기준으로 검토



βλ = 0.344 x 1.750 = 0.603 ≤ 1.0, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 벽체 설계(H = 2.900 m)

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	37.301	-	0.894	-	33.353	-
2. 옹벽구체(지진시)	37.301	2.872	0.894	1.335	33.353	3.834
3. 배면토압(평상시)	12.226	49.820	1.186	0.967	14.500	48.159
4. 배면토압(평상시,상지	10.399	42.374	1.186	0.967	12.333	40.961
5. 배면토압(지진시)	2.743	41.435	1.154	1.450	3.166	60.081

※ 옹벽구체는 ④의 값임. 『하중계산』 참조

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3)	69.918	79.712	68.227	77.054
COMB 2	고정하중+토압(1+4)	66.995	67.798	64.759	65.538
COMB 3	고정하중+활하중+토압(1+3)	79.243	79.712	76.565	77.054
COMB 4	고정하중+토압+지진하중(2+5)	40.044	44.307	36.519	63.915

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.350D + 1.850L + 1.600H

COMB 2 = 1.350D + 1.600H

COMB 3 = 1.600D + 1.600L + 1.600H

COMB 4 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

③ 설계 단면력

- 모멘트 : 77.054 kN.m (COMB 1)
- 전단력 : 79.711 kN (COMB 1)

2) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	100.695	-	1.497	-	150.757	-
2. 옹벽구체(지진시)	100.695	7.754	1.497	0.933	150.757	7.231
3. 뒷채움재(평상시)	151.307	-	2.402	-	363.373	-
4. 뒷채움재(지진시)	151.307	11.651	2.402	2.334	363.373	27.192
5. 배면토압(평상시)	49.673	122.300	3.500	1.543	173.856	188.705
6. 배면토압(지진시)	-	124.151	-	2.314	-	287.341
7. 배면토압(평상시,상지	10.399	42.374	1.186	0.967	12.333	40.961

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5)	419.680	195.680	972.245	301.928
COMB 2	고정하중+토압(1+3+7)	356.841	67.798	713.808	65.538
COMB 3	고정하중+활하중+토압(1+3+5)	482.680	195.680	1100.778	301.928
COMB 4	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	252.002	143.556	514.130	321.764

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.350D + 1.850L + 1.600H

COMB 2 = 1.350D + 1.600H

COMB 3 = 1.600D + 1.600L + 1.600H

COMB 4 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

③ 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	비고
COMB 1	419.679	670.317	0.153	151.315	88.502	-
COMB 2	356.840	648.270	-0.067	90.297	113.611	-
COMB 3	482.679	798.849	0.095	160.360	115.456	-
COMB 4	252.002	192.366	0.987	220.084	0.000	-

※ B : 기초의 폭원 (3.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,3

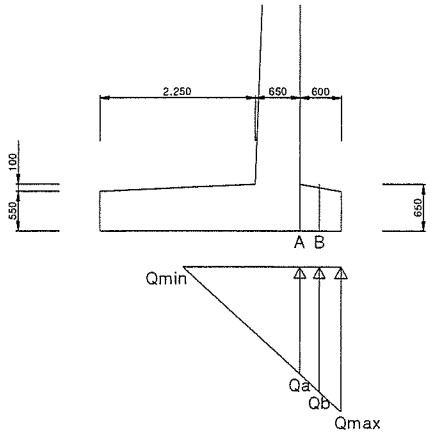
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 4

구 분	X(m)	앞굽 벽체		뒷굽 벽체		비고
		거리	Qa(kN)	거리	Qb(kN)	
COMB 1	3.500	0.600	140.547	1.250	128.882	-
COMB 2	3.500	0.600	94.294	1.250	98.624	-
COMB 3	3.500	0.600	152.663	1.250	144.323	-
COMB 4	2.290	0.600	162.421	1.250	99.953	-

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = (0.550 x 0.315 + 0.053 x 0.315 / 2) x 24.500 = 4.447 kN

Ma = 0.550 x 0.600 x 24.500 x 0.600 / 2
+ 0.100 x 0.600 x 0.5 x 24.500 x 0.600 / 3 = 2.573 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.315 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.315

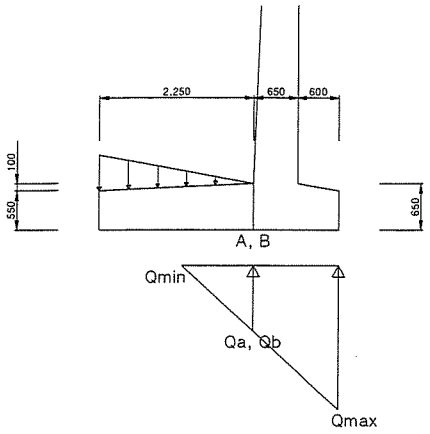
Ma = Qa x 0.600^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 0.600^2 x 2/3

- 설계 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	151.315	140.547	145.662	46.774	26.591	40.770	23.118
COMB 2	90.297	94.294	92.395	29.073	16.493	23.069	13.020
COMB 3	160.360	152.663	156.319	49.877	28.403	42.761	24.287
COMB 4	220.084	162.421	189.811	64.558	36.155	60.111	33.583

※ 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는 하중계수를 적용하지 않는다.

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb	= (0.550 x 2.250 + 0.100 x 2.250 / 2) x 24.500	=	33.075	kN
Ma	= 0.550 x 2.250 x 24.500 x 2.250 / 2			
	+ 0.100 x 2.250 x 0.5 x 24.500 x 2.250 / 3	=	36.176	kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb	= 151.307 kN 『작용하중 집계표』 참조	=	151.307	kN
Ma	= 151.307 x (2.402 - 1.250)	=	174.240	kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ

= 1/2 x 0.648 x 19.000 x 2.900^2 x sin(10.000+3.788)

= 12.348 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 12.348 / 2.250

= 10.976 kN

Vb	= 10.976 x 2.250 / 2	=	12.348	kN
Ma	= 10.976 x 2.250 / 2 x 2.250 x 2/3	=	18.522	kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,3,

Vb = Qmin x 2.250 + (Qb - Qmin) / 2 x 2.250

Ma = Qmin x 2.250^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 2.250^2 / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 4,

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 1.250)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x (χ - 1.250)^2 / 3

여기서, 반력의 작용폭 χ = 3[B/2 - e]

- 설계 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수 단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	88.502	128.882	128.882	244.556	258.091	24.116	55.606
COMB 2	113.611	98.624	98.624	238.764	274.933	29.908	38.764
COMB 3	115.456	144.323	144.323	292.252	316.605	22.515	49.695
COMB 4	0.000	99.953	99.953	51.978	18.020	132.403	192.395

※ 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는
하중계수를 적용하지 않는다.

- 모멘트 산정 : COMB 4

Mu = (36.176 + 174.240) x 1.000
- (99.953 - 0.000) / 2 x 1.040^2 / 3
= 192.395 kN.m

- 전단력 산정 : COMB 4

Vu = (33.075 + 151.307) x 1.000
- (99.953 - 0.000) / 2 x 1.040
= 132.403 kN

⑥ 기초 설계 단면력

- 전면 저판 (앞굽)

Mu = 33.583 kN.m (COMB 4)
Vu = 60.111 kN.m (COMB 4)

- 후면 저판 (뒷굽)

Mu = 192.395 kN.m (COMB 4)
Vu = 132.403 kN (COMB 4)

※ 뒷굽판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 접속점의 모멘트 평형 조건에
의해 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다. 『도로교 옹벽 표준도 설계기준 (2003)』 P2
→ 설계 모멘트 = 77.054 kN.m

3) 활동방지벽 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	100.695	-	1.497	-	150.757	-
2. 옹벽구체(지진시)	100.695	7.754	1.497	0.933	150.757	7.231
3. 뒷채움재(평상시)	151.307	-	2.402	-	363.373	-
4. 뒷채움재(지진시)	151.307	11.651	2.402	2.334	363.373	27.192
5. 배면토압(평상시)	49.673	122.300	3.500	1.543	173.856	188.705
6. 배면토압(지진시)	-	124.151	-	2.314	-	287.341
7. 배면토압(평상시,상지	10.399	42.374	1.186	0.967	12.333	40.961

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5)	419.680	195.680	972.245	301.928
COMB 2	고정하중+토압(1+3+7)	356.841	67.798	713.808	65.538
COMB 3	고정하중+활하중+토압(1+3+5)	482.680	195.680	1100.778	301.928
COMB 4	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	252.002	143.556	514.130	321.764

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.350D + 1.850L + 1.600H

COMB 2 = 1.350D + 1.600H

COMB 3 = 1.600D + 1.600L + 1.600H

COMB 4 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

$Ht = c \times B1 + V_1 \times (\tan\Phi - \tan\Phi b) + V_2 \times \tan\Phi b \times Hb / Hu$

여기서 Ht : 활동방지벽에 가해지는 수평력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(도)

B' : 유효재하폭(m). B' = B - 2 x e

B1 : 유효재하폭 중의 활동방지벽 전면의 폭

B2 : 유효재하폭 중의 활동방지벽의 폭

B3 : 유효재하폭 중의 활동방지벽 후면의 폭

V1 : B1에 작용하는 연직하중 (kN). 단, V1 = V x B1/B'

V2 : B2에 작용하는 연직하중 (kN). 단, V2 = V x B2/B'

V3 : B3에 작용하는 연직하중 (kN). 단, V3 = V x B3/B'

Hu : 기초바닥면에 있어서의 전단저항력 (kN)

Hb : 기초바닥면에 작용하는 수평력 (kN)

단, 작용위치는 지지지반에 관입된 부분의 활동방지벽 부분의 중앙점으로 한다.

③ 단면력 산정

구 분	V(kN)	B'(m)	Hb(kN)	Hu(kN)	Ht(kN)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	419.679	3.194	195.681	213.023	88.823	88.823	31.088
COMB 2	356.840	3.633	67.798	170.167	54.313	54.313	19.010
COMB 3	482.679	3.310	195.681	242.579	94.727	94.727	33.155
COMB 4	252.002	1.527	143.555	145.493	53.772	53.772	18.820

6. 철근량 검토

1) 벽체 설계

① 벽체(H=2.900m)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 30 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.84, Φf = 0.90, Φv = 0.85

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	650.0	570.0	80.0	77.1	79.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 30.00 x a x 1000.000 = 25500.000 x a

T = C 이므로, a = 24.922 mm, c = 24.922 / β1 = 24.922 / 0.84 = 29.811 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (570.00 - 29.811) / 29.811 = 0.05436

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.90 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 377.502 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 4.209]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00342 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

ρuse = As / bd = 0.00279

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 25.340 mm

ΦMn = 0.90 x 1588.800 x 400 x (570.00 - a/2) = 318.775 kN.m

≥ Mu (= 77.054 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.137]

* 전단에 대한 검토 (d = 570.00 mm)

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √30 x 1000.00 x 570.00 = 442.286 kN

≥ Vu (= 79.711 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - CTC 200

H16 - CTC 200 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 650.0 x 1000.0 = 975.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근)『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - CTC 200

H16 - CTC 200 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 650.0 x 1000.0 = 1300.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

2) 기초 설계

① 기초 앞굽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 30 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.84, Φf = 0.90, Φv = 0.85

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	650.0	570.0	80.0	33.6	60.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 30.00 x a x 1000.000 = 25500.000 x a

T = C 이므로, a = 12.461 mm, c = 12.461 / β1 = 12.461 / 0.84 = 14.906 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (570.00 - 14.906) / 14.906 = 0.11172

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.90 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 164.035 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 4.843]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00342 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

ρuse = As / bd = 0.00139

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 12.670 mm

ΦMn = 0.90 x 794.400 x 400 x (570.00 - a/2) = 161.199 kN.m

≥ Mu (= 33.583 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.800]

* 전단에 대한 검토 (d = 570.00 mm)

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √30 x 1000.00 x 570.00 = 442.286 kN

≥ Vu (= 60.111 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - CTC 250

H16 - CTC 250 = 1588.800 mm^2

필요철근량 : 0.0015 x 650.0 x 1000.0 = 975.000 mm^2 < 1588.800 mm^2 ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - CTC 250

H16 - CTC 250 = 1588.800 mm^2

필요철근량 : 0.0020 x 650.0 x 1000.0 = 1300.000 mm^2 < 1588.800 mm^2 ∴ O.K

② 기초 뒷굽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 30 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.84, Φf = 0.90, Φv = 0.85

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	650.0	570.0	80.0	77.1	132.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 30.00 x a x 1000.000 = 25500.000 x a

T = C 이므로, a = 24.922 mm, c = 24.922 / β1 = 24.922 / 0.84 = 29.811 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (570.00 - 29.811) / 29.811 = 0.05436

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.90 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 377.502 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 4.209]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00342 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

ρuse = As / bd = 0.00279

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 25.340 mm

ΦMn = 0.90 x 1588.800 x 400 x (570.00 - a/2) = 318.775 kN.m

≥ Mu (= 77.054 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.137]

* 전단에 대한 검토 (d = 570.00 mm)

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √30 x 1000.00 x 570.00 = 442.286 kN

≥ Vu (= 132.403 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - CTC 250

H16 - CTC 250 = 1588.800 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 650.0 x 1000.0 = 975.000 ㎟ < 1588.800 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - CTC 250

H16 - CTC 250 = 1588.800 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 650.0 x 1000.0 = 1300.000 ㎟ < 1588.800 ㎟ ∴ O.K

③ 활동방지벽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 30 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.84, Φf = 0.90, Φv = 0.85

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	650.0	550.0	100.0	33.2	94.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 30.00 x a x 1000.000 = 25500.000 x a

T = C 이므로, a = 12.461 mm, c = 12.461 / β1 = 12.461 / 0.84 = 14.906 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (550.00 - 14.906) / 14.906 = 0.10770

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.90 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 167.856 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 4.733]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00342 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

ρuse = As / bd = 0.00144

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 12.670 mm

ΦMn = 0.90 x 794.400 x 400 x (550.00 - a/2) = 155.480 kN.m

≥ Mu (= 33.155 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.690]

* 전단에 대한 검토 (d = 550.00 mm)

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √30 x 1000.00 x 550.00 = 426.767 kN

≥ Vu (= 94.727 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - CTC 250

H16 - CTC 250 = 1588.800 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 650.0 x 1000.0 = 975.000 ㎟ < 1588.800 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - CTC 250

H16 - CTC 250 = 1588.800 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 650.0 x 1000.0 = 1300.000 ㎟ < 1588.800 ㎟ ∴ O.K

7. 사용성 검토

1) 벽체 설계(H = 2.900 m)

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	37.301	-	0.894	-	33.353	-
2. 옹벽구체(지진시)	37.301	2.872	0.894	1.335	33.353	3.834
3. 배면토압(평상시)	12.226	49.820	1.186	0.967	14.500	48.159
4. 배면토압(평상시,상지	10.399	42.374	1.186	0.967	12.333	40.961
5. 배면토압(지진시)	2.743	41.435	1.154	1.450	3.166	60.081

※ 옹벽구체는 ④의 값임. 『하중계산』 참조

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+4)	47.700	42.374	45.686	40.961
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3)	49.527	49.820	47.853	48.159
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+5)	40.044	44.307	36.519	63.915

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.000D + 1.000H

COMB 2 = 1.000D + 1.000L + 1.000H

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

③ 설계 단면력

- 모멘트 : 63.916 kN.m (COMB 3)
- 전단력 : 49.820 kN (COMB 2)

2) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	100.695	-	1.497	-	150.757	-
2. 옹벽구체(지진시)	100.695	7.754	1.497	0.933	150.757	7.231
3. 뒷채움재(평상시)	151.307	-	2.402	-	363.373	-
4. 뒷채움재(지진시)	151.307	11.651	2.402	2.334	363.373	27.192
5. 배면토압(평상시)	49.673	122.300	3.500	1.543	173.856	188.705
6. 배면토압(지진시)	-	124.151	-	2.314	-	287.341
7. 배면토압(평상시,상지	10.399	42.374	1.186	0.967	12.333	40.961

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+7)	262.401	42.374	526.463	40.961
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5)	301.675	122.300	687.986	188.705
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	252.002	143.556	514.130	321.764

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.000D + 1.000H

COMB 2 = 1.000D + 1.000L + 1.000H

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

③ 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	비고
COMB 1	262.400	485.501	-0.100	62.089	87.854	-
COMB 2	301.675	499.281	0.095	100.225	72.160	-
COMB 3	252.002	192.366	0.987	220.084	0.000	-

※ B : 기초의 폭원 (3.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2

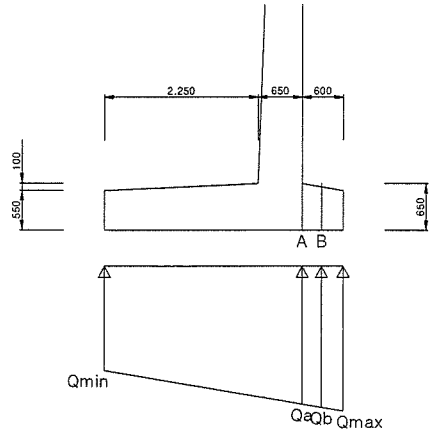
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3

구 분	X(m)	앞굽 벽체		뒷굽 벽체		비고
		거리	Qa(kN)	거리	Qb(kN)	
COMB 1	3.500	0.600	66.506	1.250	71.291	-
COMB 2	3.500	0.600	95.414	1.250	90.202	-
COMB 3	2.290	0.600	162.421	1.250	99.953	-

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = (0.550 x 0.315 + 0.053 x 0.315 / 2) x 24.500 = 4.447 kN

Ma = 0.550 x 0.600 x 24.500 x 0.600 / 2
+ 0.100 x 0.600 x 0.5 x 24.500 x 0.600 / 3 = 2.573 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.315 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.315

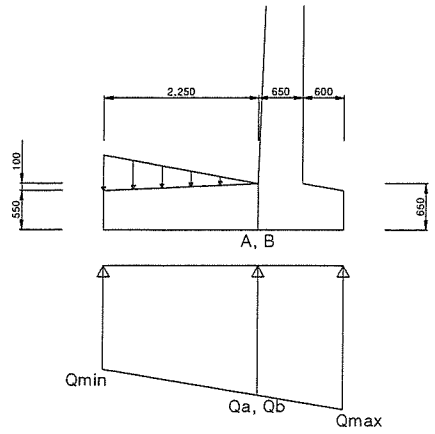
Ma = Qa x 0.600^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 0.600^2 x 2/3

- 설계 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	62.089	66.506	64.408	20.254	11.441	15.807	8.869
COMB 2	100.225	95.414	97.699	31.173	17.752	26.726	15.179
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-

※ 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3)은 고려하지 않는다.

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 지반반력에 의한 단면력

  i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,

  $Vb = Qmin \times 2.250 + (Qb - Qmin) / 2 \times 2.250$

  $Ma = Qmin \times 2.250^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 \times 2.250^2 / 3$

  ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 3,

  $Vb = (Qb - Qmin) / 2 \times (\chi - 1.250)$

  $Ma = (Qa - Qmin) / 2 \times (\chi - 1.250)^2 / 3$

  여기서, 반력의 작용폭 $\chi = 3[B/2 - e]$

- 설계 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	87.854	71.291	71.291	179.038	208.405	17.692	20.533
COMB 2	72.160	90.202	90.202	182.658	197.878	14.072	31.059
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-

※ 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3)은 고려하지 않는다.

⑥ 기초 설계 단면력

- 전면 저판 (앞굽)

  Mu = 15.179 kN.m (COMB 2)

  Vu = 26.726 kN.m (COMB 2)

- 후면 저판 (뒷굽)

  Mu = 31.059 kN.m (COMB 2)

  Vu = 17.692 kN (COMB 1)

3) 활동방지벽 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	100.695	-	1.497	-	150.757	-
2. 옹벽구체(지진시)	100.695	7.754	1.497	0.933	150.757	7.231
3. 뒷채움재(평상시)	151.307	-	2.402	-	363.373	-
4. 뒷채움재(지진시)	151.307	11.651	2.402	2.334	363.373	27.192
5. 배면토압(평상시)	49.673	122.300	3.500	1.543	173.856	188.705
6. 배면토압(지진시)	-	124.151	-	2.314	-	287.341
7. 배면토압(평상시,상지	10.399	42.374	1.186	0.967	12.333	40.961

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+7)	262.401	42.374	526.463	40.961
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5)	301.675	122.300	687.986	188.705
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+6)	252.002	143.556	514.130	321.764

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.000D + 1.000H

COMB 2 = 1.000D + 1.000L + 1.000H

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

$Ht = c \times B1 + V_1 \times (\tan\Phi - \tan\Phi b) + V_2 \times \tan\Phi b \times Hb / Hu$

여기서 Ht : 활동방지벽에 가해지는 수평력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(도)

B' : 유효재하폭(m). B' = B - 2 x e

B1 : 유효재하폭 중의 활동방지벽 전면의 폭

B2 : 유효재하폭 중의 활동방지벽의 폭

B3 : 유효재하폭 중의 활동방지벽 후면의 폭

V1 : B1에 작용하는 연직하중 (kN). 단, V1 = V x B1/B'

V2 : B2에 작용하는 연직하중 (kN). 단, V2 = V x B2/B'

V3 : B3에 작용하는 연직하중 (kN). 단, V3 = V x B3/B'

Hu : 기초바닥면에 있어서의 전단저항력 (kN)

Hb : 기초바닥면에 작용하는 수평력 (kN)

단, 작용위치는 지지지반에 관입된 부분의 활동방지벽 부분의 중앙점으로 한다.

③ 단면력 산정

구 분	V(kN)	B'(m)	Hb(kN)	Hu(kN)	Ht(kN)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	262.400	3.700	42.374	122.863	38.317	38.317	13.411
COMB 2	301.675	3.310	122.300	151.612	59.204	59.204	20.722
COMB 3	252.002	1.527	143.555	145.493	53.772	53.772	18.820

4) 사용성 검토

① 벽체(H=2.900m)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 63.916 x 1000000 / [1588.800 x (570.000 - 102.026/3)]

= 75.055 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x1588.800)]

= 102.026 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 75.05) - 2.5 x 72.00 = 869.23 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 75.05) = 839.38 mm

Sa는 작은 값인 839.38 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 839.38 mm) ∴ O.K

② 기초 앞굽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 15.179 x 1000000 / [794.400 x (570.000 - 74.253/3)]

= 35.045 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x794.400)]

= 74.253 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 35.04) - 2.5 x 72.00 = 2067.14 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 35.04) = 1797.71 mm

Sa는 작은 값인 1797.71 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1797.71 mm) ∴ O.K

③ 기초 뒷굽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 31.059 x 1000000 / [1588.800 x (570.000 - 102.026/3)]

= 36.473 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x1588.800)]

= 102.026 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 36.47) - 2.5 x 72.00 = 1979.16 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 36.47) = 1727.33 mm

Sa는 작은 값인 1727.33 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1727.33 mm) ∴ O.K

④ 활동방지벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 20.722 x 1000000 / [794.400 x (550.000 - 72.847/3)]

= 49.617 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x550.0/(7x794.400)]

= 72.847 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 49.62) - 2.5 x 92.00 = 1357.16 mm

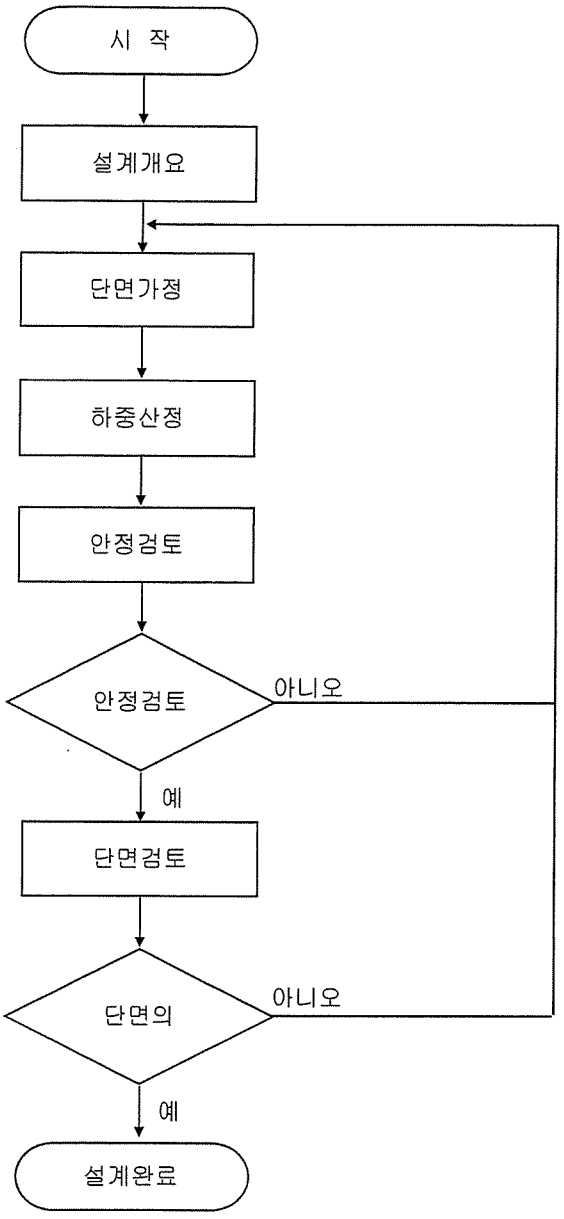
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 49.62) = 1269.72 mm

Sa는 작은 값인 1269.72 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1269.72 mm) ∴ O.K

단면 3:신축이음 구조계산서

▣ 설계단계 흐름도



목 차

▣ 해 석 결 과 요 약
- ■ 안정검토 및 응력검토
- ■ 단면 휨 설계
- ■ 사용성 검토

▣ 주철근 조립도

---

1. 설 계 조 건
2. 단 면 가 정
3. 하 중 계 산
   1) 자중 및 관성력
   2) 배면토에 의한 토압
   3) 상재하중에 의한 부재력
   4) 하중조합
4. 안 정 검 토
   1) 하중집계 및 조합
   2) 전도에 대한 안정
   3) 활동에 대한 안정
   4) 지지력에 대한 안정
   5) 기초 중앙 작용력 산정
5. 단 면 설 계
   1) 벽체 설계
   2) 기초 설계
6. 철 근 량 검 토
   1) 벽체 설계
   2) 기초 설계
7. 사 용 성 검 토
   1) 벽체 설계
   2) 기초 설계
   3) 사용성 검토

▣ 해석 결과 요약

■ 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	전도에 대한 안정	2287.282	687.964	O.K
	활동에 대한 안정	599.822	230.917	O.K
	지지력에 대한 안정	250.000	174.396	O.K
지진시	전도에 대한 안정	1645.846	1019.373	O.K
	활동에 대한 안정	703.053	284.253	O.K
	지지력에 대한 안정	375.000	345.142	O.K

■ 단면 휨 설계

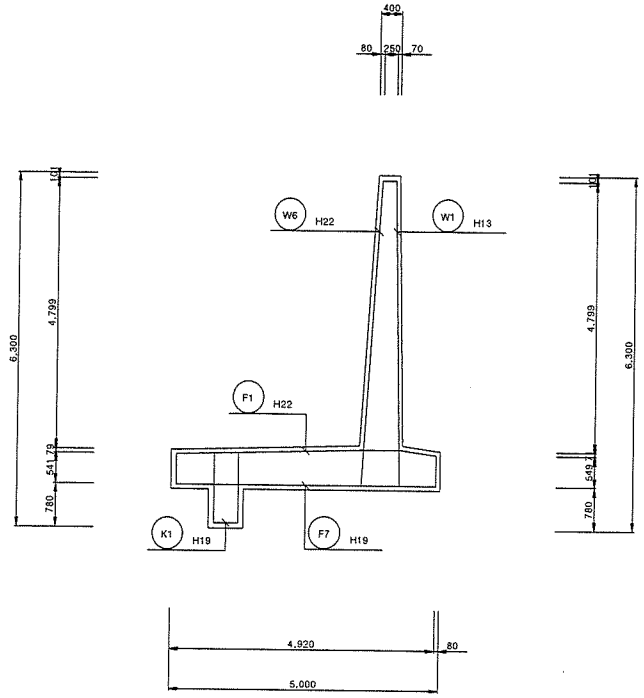
단면위치	깊이	dc	Req. As	사용철근량	Mu	ΦMn	안전도	비고
	H(mm)	(mm)	(mm^2)	(mm^2)	(kN.m)	(kN.m)		
기초 앞굽	800	80	287.0	1146	74.179	293.273	3.954	O.K
기초 뒷굽	800	80	2733.0	3096.8	687.026	775.159	1.128	O.K
벽체(H=4.800m)	800	80	2733.0	3096.8	687.026	775.159	1.128	O.K
활동방지벽	650	100	400.0	1146	78.827	223.138	2.831	O.K

■ 사용성 검토

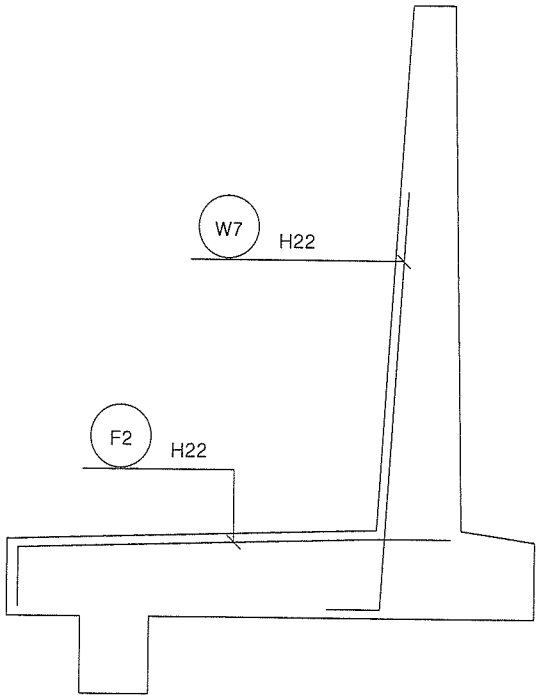
구 분	인장응력(fs,MPa)	철근간격(S,mm)	최대간격(Sa,mm)	비 고
기초 앞굽	47.685	250.000	1321.179	O.K
기초 뒷굽	52.482	125.000	1200.404	O.K
벽체(H=4.800m)	207.603	125.000	206.829	O.K
활동방지벽	82.545	250.000	727.771	O.K

▣ 주철근 조립도

① 1 Cycle (CTC = 250)



② 2 Cycle (CTC = 250)



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 옹벽
(2) 옹 벽 높 이 : H = 5.600 M
(3) 옹 벽 총 폭 : B = 5.000 M
(4) 기 초 형 식 : 잡석기초

2) 설계기준 강도

(1) 콘크리트 설계기준 강도 : fck = 30.0 MPa
- 탄성계수 : Ec = 27537.0 MPa
(2) 철근 항복 강도 (SD400) : fy = 400.0 MPa
- 탄성계수 : Es = 200000.0 MPa

3) 작용하중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 24.500 kN/m³
(2) 상 재 하 중 : ql = 15.000 kN/m

4) 뒷채움 재료

(1) 뒷채움재의 단위중량 : $\gamma s1$ = 19.000 kN/m³
(2) 뒷채움재의 내부마찰각 : $\Phi 1$ = 30.000 °
(3) 뒷채움재의 경사각 : α = 29.055 °
(4) 뒷채움재의 성토높이 : H = 1.800 m

5) 지반조건

(1) 기초지반의 단위중량 : $\Phi 1$ = 20.000 kN/m³
(2) 기초지반의 N치 : N = 15.0
(3) 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi 2$ = 30.000 ° {$\Phi 2 = \sqrt{15N + 15}$}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 최대 허용지지력 : Qa = 250.00 kN/m²
(6) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.364 ; TAN(⅔ · $\Phi 2$) : 흙과 콘크리트

6) 지진계수

(1) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수
- 내진 등급 : 붕괴방지 I등급 - 위험도 계수 : 1.400
- 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

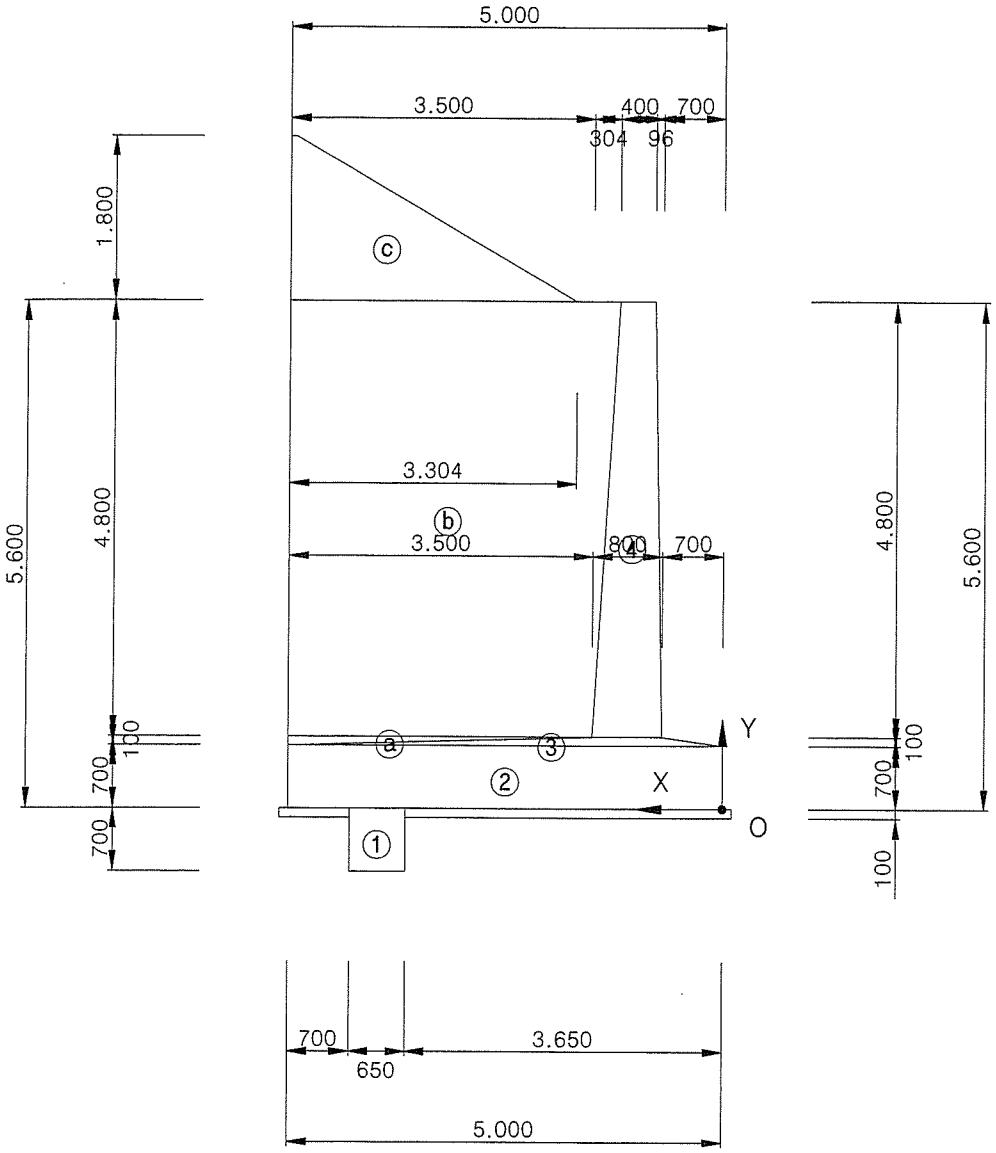
7) 설 계 방 법

(1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
(2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

8) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
(2) 도로교 설계기준 : 건설 교통부 (2005)
(3) 도로설계 편람 : 건설 교통부 (2000)
(4) 도로설계 요령 : 한국도로공사 (2002)
(5) 도로옹벽표준도 : 건설 교통부 (2003)
(6) 구조물기초설계기준 : 건설 교통부 (2003)
(7) 철도설계기준(노반편) : 대한토목학회 (2004)

2. 단 면 가 정


5.000
3.500
400
700
304
96
1.800
ⓒ
3.304
ⓑ
3.500
800
700
4
4.800
5.600
100
700
700
ⓐ
③
②
①
Y
X
O
4.800
5.600
100
700
100
700
650
3.650
5.000

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	면적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^2		kN/m^3	kN	kN
옹벽구체	①	0.650 × 0.700	= 0.455	24.500	11.147	0.858
	②	5.000 × 0.700	= 3.500	24.500	85.75	6.603
	③	2.900 × 0.100	= 0.290	24.500	7.105	0.547
	④	0.600 × 4.800	= 2.880	24.500	70.56	5.433
	소계		= 7.125		174.562	13.441
배면토	ⓐ	3.500 × 0.100 × 1/2	= 0.175	19.000	3.325	0.256
	ⓑ	3.652 × 4.800	= 17.530	19.000	333.062	25.646
	ⓒ	1.684 × 1.800	= 3.031	19.000	57.593	4.435
	소계		= 20.736		393.98	30.336
총 계					568.543	43.778

※ 수평력(지진시 관성력) Hi = Kh × Vi (Kh = A/2 = 0.077)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
옹벽구체	①	3.975	0.35	44.311	0.3
	②	2.500	0.35	214.375	2.311
	③	1.969	0.738	13.990	0.404
	④	1.054	2.933	74.355	15.937
	소 계			347.030	18.952
배면토	ⓐ	3.833	0.767	12.746	0.196
	ⓑ	3.173	3.233	1056.789	82.92
	ⓒ	3.898	6.211	224.512	27.545
	소 계			1294.046	110.662
총 계				1641.077	129.614

③ 합력의 작용위치 산정

- 옹벽구체 : X = 347.030 / 174.562 = 1.988 m
  Y = 18.952 / 13.441 = 1.410 m
- 뒷채움재 : X = 1294.046 / 393.980 = 3.285 m
  Y = 110.662 / 30.336 = 3.648 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

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

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

ω = 가정한 가상파괴면과 수평면이 이루는 각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 조건), A=0.154

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	30.000	30.000	30.000	30.000
α	29.055	29.055	29.055	29.055
β	-	3.624	-	3.624
δ	29.055	10.000	0.000	0.000
Θ	-	-	4.403	4.403
Kh	-	-	0.077	0.077
ω	54.500	53.500	56.500	51.000
토압계수	0.297	0.477	0.381	0.54

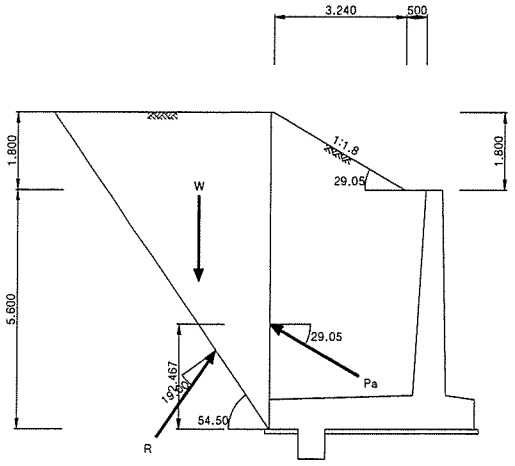
※ 배면토사의 성토각(α)이 내부마찰각(Φ)보다 큰 경우이므로 시행쐐기를 적용한다.

Mononobe-Okabe : 90도 ≤ β+α+Θ 혹은 Φ < α+Θ인 경우이므로 시행쐐기를 적용한다.

② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 7.400 m)

ϕ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	= 30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	= 29.055°
β	= 벽 뒷면과 연직면이 이루는 각	= 0.000°
δ	= 벽면마찰각	= 29.055°
Ka	= 토압계수 (평상시)	= 0.297°



$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma \cdot H^2}$$

쐐기각(ω)	쐐기면적(A)	쐐기중량(W)	Pa(kN)	Ka
52.50	21.0094	399.1788	153.7642	0.29558
53.00	20.6323	392.0139	154.0312	0.29609
53.50	20.2601	384.9426	154.2196	0.29645
54.00	19.8927	377.9620	154.3311	0.29667
54.50	**19.5300**	**371.0693**	**154.3674**	**0.29673**
55.00	19.1717	364.2620	154.3300	0.29666
55.50	18.8178	357.5373	154.2205	0.29645
56.00	18.4680	350.8928	154.0401	0.29611
56.50	18.1224	344.3261	153.7904	0.29563

Pa = sin(ω-Φ) / cos(ω-Φ-β-δ) x W

= sin(54.500 - 30.000) / cos(54.500 - 30.000 - 0.000 - 29.055) x 371.069

= 154.367 kN

Ph = 154.367 x cos (29.055+0.000)

= 134.941 kN

Pv = 154.367 x sin (29.055+0.000)

= 74.967 kN

작용위치 : x = 5.000 m, y = H/3 = 7.400 / 3 = 2.467 m

- 지진시 토압 (H = 7.400 m)

ϕ = 뒷채움흙의 내부마찰각 = 30.000°

α = 뒷채움흙의 경사각 = 29.055°

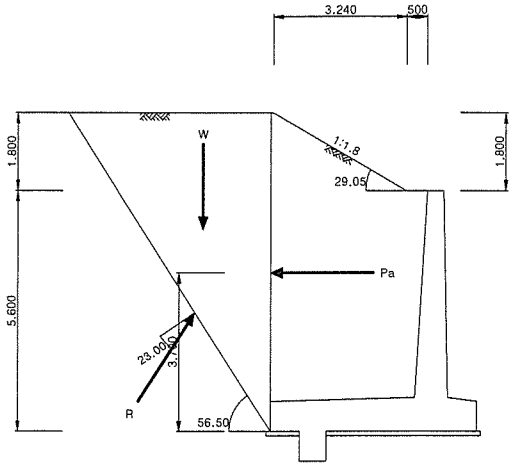
β = 벽 뒷면과 연직면이 이루는 각 = 0.000°

δ = 벽면마찰각 = 0.000°

Kae = 토압계수 (지진시) = 0.381°

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0 = 4.403°

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 조건), A=0.154



$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma \cdot H^2}$$

쐐기각(ω)	쐐기면적(A)	쐐기중량(W)	Pa(kN)	Ka
54.50	19.5300	371.0693	197.6784	0.37999
55.00	19.1717	364.2620	197.9063	0.38043
55.50	18.8178	357.5373	198.0669	0.38074
56.00	18.4680	350.8928	198.1606	0.38092
56.50	**18.1224**	**344.3261**	**198.1878**	**0.38097**
57.00	17.7808	337.8348	198.1487	0.38089
57.50	17.4430	331.4167	198.0437	0.38069
58.00	17.1089	325.0695	197.8729	0.38036
58.50	16.7785	318.7912	197.6364	0.37991

Pa = sin(ω-Φ+Θ) / cos(ω-Φ-β-δ) / cosΘ x W

= sin(56.500 - 30.000 + 4.403) / cos(56.500 - 30.000 - 0.000 - 0.000)

/ cos4.403 x 344.326

= 198.188 kN

Ph = 198.188 x cos (0.000+0.000)

= 198.188 kN

Pv = 198.188 x sin (0.000+0.000)

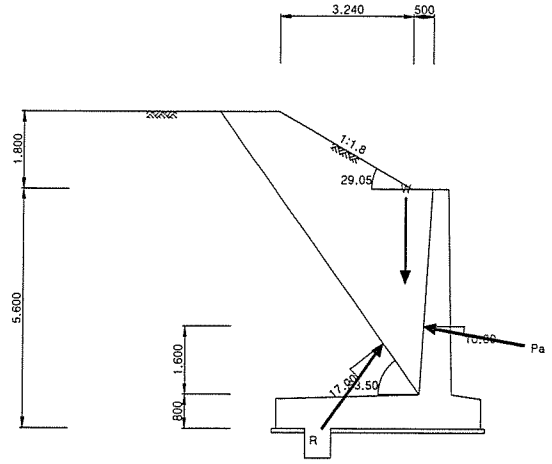
= 0.000 kN

작용위치 : x = 5.000 m, y = H/2 = 7.400 / 2 = 3.700 m

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 4.800 m)

ϕ = 뒷채움흙의 내부마찰각	=	30.000°
α = 뒷채움흙의 경사각	=	29.055°
β = 벽 뒷면과 연직면이 이루는 각	=	3.624°
δ = 벽면마찰각	=	10.000°
Ka = 토압계수 (평상시)	=	0.477°



$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma \cdot H^2}$$

쐐기각(ω)	쐐기면적(A)	쐐기중량(W)	Pa(kN)	Ka
51.50	14.7854	280.9225	103.9389	0.47487
52.00	14.4772	275.0668	104.1528	0.47584
52.50	14.1732	269.2905	104.3021	0.47653
53.00	13.8732	263.5909	104.3878	0.47692
53.50	13.5772	257.9659	104.4109	0.47702
54.00	13.2849	252.4130	104.3725	0.47685
54.50	12.9963	246.9301	104.2733	0.47639
55.00	12.7113	241.5151	104.1142	0.47567
55.50	12.4298	236.1658	103.8959	0.47467

Pa = sin(ω-Φ) / cos(ω-Φ-β-δ) x W

= sin(53.500 - 30.000) / cos(53.500 - 30.000 - 3.624 - 10.000) x 257.966

= 104.411 kN

Ph = 104.411 x cos (10.000+3.624)

= 101.473 kN

Pv = 104.411 x sin (10.000+3.624)

= 24.594 kN

작용위치 : x = 1.399 m, y = H/3 = 1.600 m

- 지진시 토압 (H = 4.800 m)

ϕ = 뒷채움흙의 내부마찰각 = 30.000°

α = 뒷채움흙의 경사각 = 29.055°

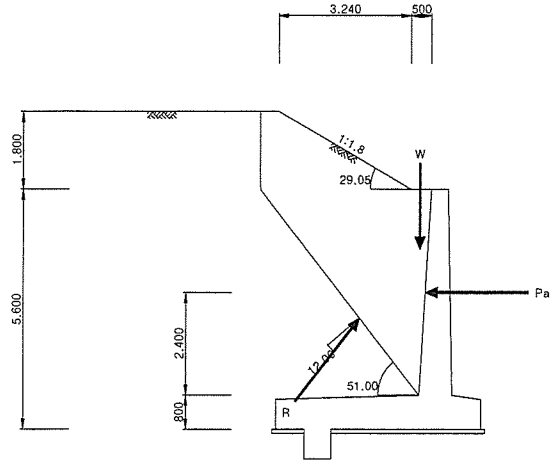
β = 벽 뒷면과 연직면이 이루는 각 = 3.624°

δ = 벽면마찰각 = 0.000°

Kae = 토압계수 (지진시) = 0.540°

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0 = 4.403°

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 조건), A=0.154



$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma \cdot H^2}$$

쐐기각(ω)	쐐기면적(A)	쐐기중량(W)	Pa(kN)	Ka
49.00	14.9856	284.7268	117.6382	0.53746
49.50	14.6791	278.9023	117.8380	0.53837
50.00	14.3770	273.1639	117.9789	0.53901
50.50	14.0794	267.5090	118.0617	0.53939
51.00	**13.7860**	**261.9349**	**118.0874**	**0.53951**
51.50	13.4968	256.4390	118.0565	0.53937
52.00	13.2115	251.0188	117.9699	0.53897
52.50	12.9301	245.6721	117.8282	0.53832
53.00	12.6524	240.3965	117.6320	0.53743

Pa = sin(ω-Φ+Θ) / cos(ω-Φ-β-δ) / cosΘ x W

= sin(51.000 - 30.000 + 4.403) / cos(51.000 - 30.000 - 3.624 - 0.000) x 261.935

= 118.087 kN

Ph = 118.087 x cos (0.000+3.624)

= 117.851 kN

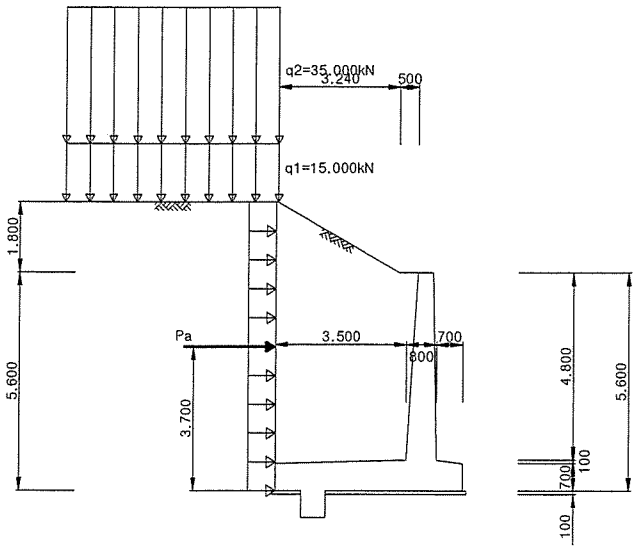
Pv = 118.087 x sin (0.000+3.624)

= 7.464 kN

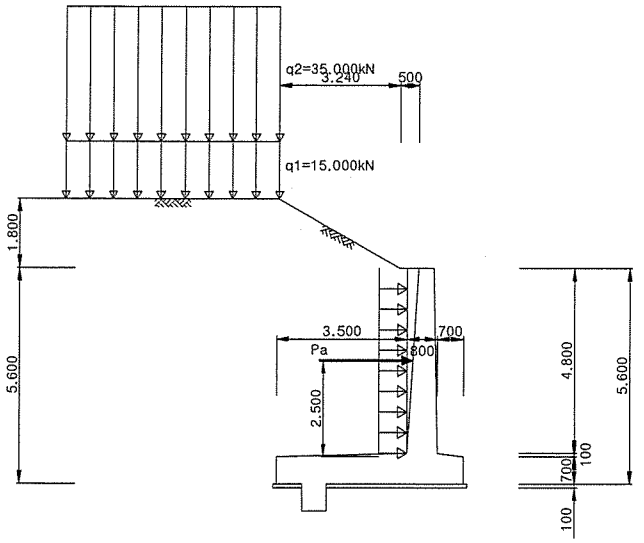
작용위치 : x = 1.348 m, y = H/2 = 2.400 m

3) 상재하중에 의한 부재력

- 안정검토시



- 단면검토시



① 상재고정하중(평상시)

- 안정 검토시 (H = 7.400 m)

  Pa = Ka x q x H = 0.297 x 15.000 x 7.400

  = 32.938 kN

  Ph = 32.938 x cos (29.055+0.000) = 28.793 kN

  Pv = 32.938 x sin (29.055+0.000) = 15.996 kN

  작용위치 : x = 5.000 m, y = H/2 = 3.700 m

- 안정 검토시 : 연직하중

  Pa = q x L = 15.000 x 0.064

  = 0.960 kN

  작용위치 : x = 4.968 m, y = H/2 = 0.000 m

- 단면 검토시 (H = 4.800 m)

  Pa = Ka x q x H = 0.477 x 15.000 x 4.800

  = 34.346 kN

  Ph = 34.346 x cos (10.000+3.624) = 33.379 kN

  Pv = 34.346 x sin (10.000+3.624) = 8.090 kN

  작용위치 : x = 1.348 m, y = H/2 = 2.400 m

② 상재고정하중(지진시)

- 안정 검토시 (H = 7.400 m)

  Pa = Kae x q x H = 0.381 x 15.000 x 7.400

  = 42.288 kN

  Ph = 42.288 x cos (0.000+0.000) = 42.288 kN

  Pv = 42.288 x sin (0.000+0.000) = 0.000 kN

  작용위치 : x = 5.000 m, y = H/2 = 3.700 m

- 안정 검토시 : 연직하중

  Pa = q x L = 15.000 x 0.064

  = 0.960 kN

  작용위치 : x = 4.968 m, y = H/2 = 0.000 m

- 단면 검토시 (H = 4.800 m)

  Pa = Ka x q x H = 0.540 x 15.000 x 4.800

  = 38.845 kN

  Ph = 38.845 x cos (0.000+3.624) = 38.767 kN

  Pv = 38.845 x sin (0.000+3.624) = 2.455 kN

  작용위치 : x = 1.348 m, y = H/2 = 2.400 m

③ 상재활하중

- 안정 검토시 (H = 7.400 m)

Pa = Ka x q x H = 0.297 x 35.000 x 7.400

= 76.854 kN

Ph = 76.854 x cos (29.055+0.000) = 67.183 kN

Pv = 76.854 x sin (29.055+0.000) = 37.324 kN

작용위치 : x = 5.000 m, y = H/2 = 3.700 m

- 안정 검토시 : 연직하중

Pa = q x L = 35.000 x 0.064

= 2.240 kN

작용위치 : x = 4.968 m

- 단면 검토시 (H = 4.800 m)

Pa = Ka x q x H = 0.477 x 35.000 x 4.800

= 80.140 kN

Ph = 80.140 x cos (10.000+3.624) = 77.885 kN

Pv = 80.140 x sin (10.000+3.624) = 18.877 kN

작용위치 : x = 1.348 m, y = H/2 = 2.400 m

4) 하중조합

① 사용하중 조합

구 분	고정하중	활하중	토압	지진하중
COMB 1	1.000		1.000	
COMB 2	1.000	1.000	1.000	
COMB 3	1.000		1.000	1.000

② 계수하중 조합

구 분	고정하중	활하중	토압	지진하중
COMB 1	1.350	1.850	1.600	
COMB 2	1.350		1.600	
COMB 3	1.600	1.600	1.600	
COMB 4	1.000		1.000	1.000

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	174.562	-	1.988	-	347.030	-
2. 옹벽구체(지진시)	174.562	13.441	1.988	1.410	347.030	18.952
3. 뒷채움재(평상시)	393.980	-	3.285	-	1294.046	-
4. 뒷채움재(지진시)	393.980	30.336	3.285	3.648	1294.046	110.662
5. 상재고정하중(평상시	0.960	-	4.968	-	4.769	-
6. 상재고정하중(평상시	15.996	28.793	5.000	3.700	79.979	106.533
7. 상재고정하중(지진시	0.960	-	4.968	-	4.769	-
8. 상재고정하중(지진시	-	42.288	-	3.700	-	156.464
9. 상재활하중	2.240	-	4.968	-	11.128	-
10. 상재활하중	37.324	67.183	5.000	3.700	186.619	248.576
11. 배면토압(평상시)	74.967	134.941	5.000	2.467	374.837	332.855
12. 배면토압(지진시)	-	198.188	-	3.700	-	733.295

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+5+6+10+11)	697.789	230.917	2287.280	687.964
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6+9+10+11)	700.029	230.917	2298.408	687.964
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+7+8+12)	569.502	284.253	1645.845	1019.373

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.000D + 1.000H

COMB 2 = 1.000D + 1.000L + 1.000H

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

2) 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비 고
COMB 1	2287.280	687.964	697.789	3.325	0.208	0.833	O.K
COMB 2	2298.408	687.964	700.029	3.341	0.199	0.833	O.K
COMB 3	1645.845	1019.373	569.502	1.615	1.400	1.667	O.K

註) B : 기초의 폭원 (5.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr / Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시)

3) 활동에 대한 안정

직접기초바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

활동방지벽을 둔경우 전단저항력은 활동방지벽의 선단을통하는 기초바닥면과 평행한 면을 따라 전단저항력을 산출하는것으로 한다.이 전단면을 가상의 기초바닥면으로 간주한다.

$$Hk = (q3+q4) \times Kp \times l / 2 + (q1+q4) \times B1 \times \tan\Phi b / 2 + (q3+q2) \times B3 \times \tan\Phi b / 2$$

여기서 Hk : 활동방지벽 설치후의 활동저항력(kN)

l : 활동방지벽의 길이(m)

q : 지반반력의 크기(kN/m²)

Φb : 옹벽기초하부지반의 내부마찰각(도)

B1 : 마찰저항구간 (B1 = 2.438 m)

B2 : 수동토압저항구간 (B2 = 1.212 m)

B3 : 마찰저항구간 (B3 = 1.350 m)

Kp : 수동토압계수 (= $\tan^2$ (45 + 30.000/2) = 3.000

구 분	q1	q4	q3	q2	Hk(kN)	H(kN)	S.F	허용값	비 고
COMB 1	174.396	140.428	123.533	104.72	599.822	230.917	2.598	1.500	O.K
COMB 2	173.517	140.843	124.591	106.495	602.177	230.917	2.608	1.500	O.K
COMB 3	345.142	176.881	93.188	0	703.053	284.253	2.473	1.200	O.K

註) Φb = [15 + √15N] x 2/3 = 20.000, N = 15 [도로설계편람 509-22]

$\tan\Phi b = \tan(20.000) = 0.364$, Cb = 0.0 kN/m²

$\tan\Phi = \tan(30.000) = 0.577$

S.F = Hk / H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시)

4) 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비 고
COMB 1	697.789	1599.316	0.208	174.395	104.720	250.000	O.K
COMB 2	700.029	1610.444	0.199	173.517	106.495	250.000	O.K
COMB 3	569.502	626.472	1.400	345.142	0.000	375.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (5.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3

5) 기초 중앙작용력 산정

① 기초중앙에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

$e = B/2 - \sum M/\sum V$

$Mc = V \times e$

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+5+6+10+11)	697.789	2287.280	687.964	145.157
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6+9+10+11)	700.029	2298.408	687.964	139.629
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+7+8+12)	569.502	1645.845	1019.373	797.283

③ 지반의 허용연직지지력 : Terzaghi식 사용

$Qu = A' [\alpha\ c\ Nc + q\ Nq + \beta\ r1\ B'\ Nr]$

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력(kN)

c : 지반의 점착력 (kN/m^2)

A' : 유효재하면적(m^2)

q : 상재하중(kN/m^2), $q = r2 \times Df$

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량(kN/m^3)

다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭(m), $B' = B - 2eB$

B : 기초의 폭(m)

eB : 하중의 편심량(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

α, β : 기초의 형상계수 (연속, $\alpha = 1.0$, $\beta = 0.5$)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc = 37.162, Nq = 22.456, Nr = 19.726

c = 0.000 kN/m^2 r1 = 20.000 kN/m^3 r2 = 20.000 kN/m^3

Df = 1.000 m B = 5.000 m q = 20.000 kN/m^2

$\Phi = 15 + \sqrt{15N} = 30.000$, N = 15

$Nq = a^2 / (2\cos^2 (45+\Phi/2))$, $a = \exp(0.75\pi-\Phi/2) \tan\Phi = 22.456$

$Nc = (Nq-1) \cot\Phi = 37.162$

$Nr = \tan\Phi/2 \times (Kpr/\cos^2 \Phi - 1) = 19.726$

구 분	eB	B'	A'	Qu(kN)	Qa(kN)	SF
COMB 1	0.208	4.584	4.584	6203.696	250.000	3
COMB 2	0.199	4.601	4.601	6242.417	250.000	3
COMB 3	1.400	2.200	2.200	1942.890	375.000	2

註) Qa = Qu/A'/SF, 『구조물 기초설계기준 해설 2003년』 p189 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서 $$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 140000.000 x (√(5.000 x 1.000) / 0.3)^-¾) = 31035.956 kN/m³

$$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3*α*Eo = 1/0.3 x 1.000 x 42000.000 = 140000.00 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 1.000 m)

B : 확대기초의 폭 (= 5.000 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27537000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 0.800 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

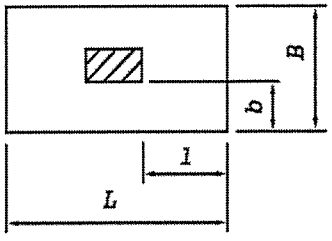
β = ⁴ √[(3 x 31035.956) / (27537000.000 x 0.800³)] = 0.285 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽변화확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000, 2.500) = 2.500

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 2.500, 뒷굽기준으로 검토



βλ = 0.285 x 2.500 = 0.713 ≤ 1.0, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 벽체 설계(H = 4.800 m)

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	70.560	-	1.054	-	74.355	-
2. 옹벽구체(지진시)	70.560	5.433	1.054	2.133	74.355	11.591
3. 상재고정하중(평상시	8.090	33.379	1.348	2.400	10.905	80.110
4. 상재고정하중(지진시	2.455	38.767	1.348	2.400	3.310	93.040
5. 상재활하중	18.877	77.885	1.348	2.400	25.446	186.924
6. 배면토압(평상시)	24.594	101.473	1.399	1.600	34.398	162.357
7. 배면토압(지진시)	7.464	117.851	1.348	2.400	10.061	282.843

※ 옹벽구체는 ④의 값임. 『하중계산』 참조

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6)	177.754	340.379	213.578	687.026
COMB 2	고정하중+토압(1+3+5+6)	177.754	340.379	213.578	687.026
COMB 3	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6)	195.394	340.379	232.166	687.026
COMB 4	고정하중+토압+지진하중(2+4+7)	80.479	162.051	87.726	387.474

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.350D + 1.850L + 1.600H

COMB 2 = 1.350D + 1.600H

COMB 3 = 1.600D + 1.600L + 1.600H

COMB 4 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

③ 설계 단면력

- 모멘트 : 687.026 kN.m (COMB 1)
- 전단력 : 340.380 kN (COMB 1)

2) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	174.562	-	1.988	-	347.030	-
2. 옹벽구체(지진시)	174.562	13.441	1.988	1.410	347.030	18.952
3. 뒷채움재(평상시)	393.980	-	3.285	-	1294.046	-
4. 뒷채움재(지진시)	393.980	30.336	3.285	3.648	1294.046	110.662
5. 상재고정하중(평상시	0.960	-	4.968	-	4.769	-
6. 상재고정하중(평상시	15.996	28.793	5.000	3.700	79.979	106.533
7. 상재고정하중(지진시	0.960	-	4.968	-	4.769	-
8. 상재고정하중(지진시	-	42.288	-	3.700	-	156.464
9. 상재활하중	2.240	-	4.968	-	11.128	-
10. 상재활하중	37.324	67.183	5.000	3.700	186.619	248.576
11. 배면토압(평상시)	74.967	134.941	5.000	2.467	374.837	332.855
12. 배면토압(지진시)	-	198.188	-	3.700	-	733.295

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6+9+10+11)	978.231	369.467	3268.774	1100.742
COMB 2	고정하중+토압(1+3+5+6+10+11)	974.087	369.467	3248.187	1100.742
COMB 3	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6+9+10+11)	1120.046	369.467	3677.453	1100.742
COMB 4	고정하중+토압+지진하중(2+4+7+8+12)	569.502	284.253	1645.845	1019.373

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.350D + 1.850L + 1.600H

COMB 2 = 1.350D + 1.600H

COMB 3 = 1.600D + 1.600L + 1.600H

COMB 4 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

③ 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	비고
COMB 1	978.232	2168.033	0.284	262.258	129.035	-
COMB 2	974.088	2147.446	0.295	263.883	125.752	-
COMB 3	1120.048	2576.713	0.199	277.627	170.392	-
COMB 4	569.503	626.473	1.400	345.142	0.000	-

※ B : 기초의 폭원 (5.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,3

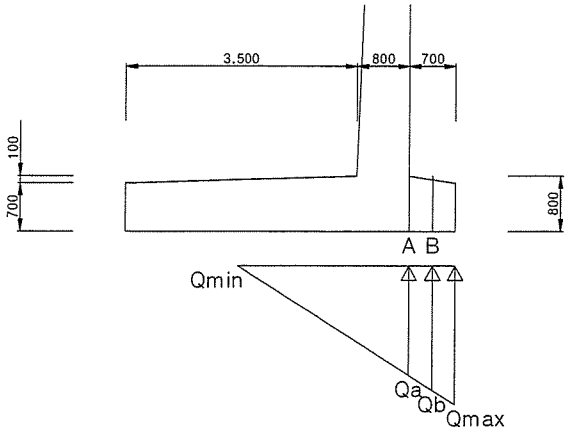
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 4

구 분	X(m)	앞굽 벽체		뒷굽 벽체		비고
		거리	Qa(kN)	거리	Qb(kN)	
COMB 1	5.000	0.700	243.606	1.500	222.291	-
COMB 2	5.000	0.700	244.545	1.500	222.444	-
COMB 3	5.000	0.700	262.614	1.500	245.457	-
COMB 4	3.300	0.700	271.933	1.500	188.264	-

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = (0.700 x 0.340 + 0.049 x 0.340 / 2) x 24.500 = 6.033 kN

Ma = 0.700 x 0.700 x 24.500 x 0.700 / 2
+ 0.100 x 0.700 x 0.5 x 24.500 x 0.700 / 3 = 4.402 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.340 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.340

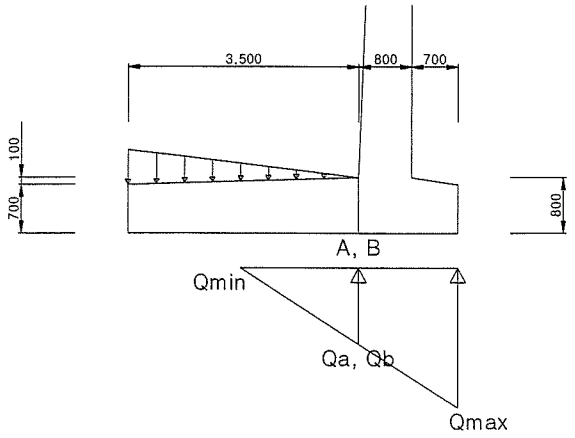
Ma = Qa x 0.700^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 0.700^2 x 2/3

- 설계 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	262.258	243.606	253.198	87.628	62.730	79.483	56.787
COMB 2	263.883	244.545	254.490	88.124	63.072	79.979	57.130
COMB 3	277.627	262.614	270.335	93.154	66.793	83.500	59.750
COMB 4	345.142	271.933	309.583	111.303	78.581	105.270	74.179

※ 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는 하중계수를 적용하지 않는다.

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb	= (0.700 x 3.500 + 0.100 x 3.500 / 2) x 24.500	=	64.313	kN
Ma	= 0.700 x 3.500 x 24.500 x 3.500 / 2			
	+ 0.100 x 3.500 x 0.5 x 24.500 x 3.500 / 3	=	110.046	kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb	= 393.980 kN 『작용하중 집계표』 참조	=	393.980	kN
Ma	= 393.980 x (3.285 - 1.500)	=	703.076	kN.m

- 상재 고정하중에 의한 단면력

Vb	= 15.000 x 0.064	=	0.960	kN
Ma	= 0.960 x 0.032	=	0.031	kN.m

- 상재 활하중에 의한 단면력

Vb	= 35.000 x 0.064	=	2.240	kN
Ma	= 2.240 x (4.968 - 1.500)	=	7.768	kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ

= 1/2 x 0.297 x 19.000 x 4.800^2 x sin(10.000+3.624)

= 15.299 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 15.299 / 3.500

= 8.742 kN

Vb	= 8.742 x 3.500 / 2	=	15.299	kN
Ma	= 8.742 x 3.500 / 2 x 3.500 x 2/3	=	35.697	kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,3,

Vb = Qmin x 3.500 + (Qb - Qmin) / 2 x 3.500

Ma = Qmin x 3.500^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 3.500^2 / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 4,

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 1.500)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x (χ - 1.500)² / 3

여기서, 반력의 작용폭 χ = 3[B/2 - e]

- 설계 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수 단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	129.035	222.291	222.291	614.821	980.738	33.792	188.505
COMB 2	125.752	222.444	222.444	609.343	967.643	35.126	187.228
COMB 3	170.392	245.457	245.457	727.735	1196.908	35.131	173.681
COMB 4	0.000	188.264	188.264	169.448	101.675	288.845	711.447

※ 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는 하중계수를 적용하지 않는다.

- 모멘트 산정 : COMB 4

Mu = (110.046 + 703.076) x 1.000
- (188.264 - 0.000) / 2 x 1.800² / 3
= 711.447 kN.m

- 전단력 산정 : COMB 4

Vu = (64.313 + 393.980) x 1.000
- (188.264 - 0.000) / 2 x 1.800
= 288.845 kN

⑥ 기초 설계 단면력

- 전면 저판 (앞굽)

Mu = 74.179 kN.m (COMB 4)

Vu = 105.270 kN.m (COMB 4)

- 후면 저판 (뒷굽)

Mu = 711.447 kN.m (COMB 4)

Vu = 288.845 kN (COMB 4)

※ 뒷굽판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 접속점의 모멘트 평형 조건에 의해 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다. 『도로교 옹벽 표준도 설계기준 (2003)』 P23

→ 설계 모멘트 = 687.026 kN.m

3) 활동방지벽 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	174.562	-	1.988	-	347.030	-
2. 옹벽구체(지진시)	174.562	13.441	1.988	1.410	347.030	18.952
3. 뒷채움재(평상시)	393.980	-	3.285	-	1294.046	-
4. 뒷채움재(지진시)	393.980	30.336	3.285	3.648	1294.046	110.662
5. 상재고정하중(평상시	0.960	-	4.968	-	4.769	-
6. 상재고정하중(평상시	15.996	28.793	5.000	3.700	79.979	106.533
7. 상재고정하중(지진시	0.960	-	4.968	-	4.769	-
8. 상재고정하중(지진시	-	42.288	-	3.700	-	156.464
9. 상재활하중	2.240	-	4.968	-	11.128	-
10. 상재활하중	37.324	67.183	5.000	3.700	186.619	248.576
11. 배면토압(평상시)	74.967	134.941	5.000	2.467	374.837	332.855
12. 배면토압(지진시)	-	198.188	-	3.700	-	733.295

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6+9+10+11)	978.231	369.467	3268.774	1100.742
COMB 2	고정하중+토압(1+3+5+6+10+11)	974.087	369.467	3248.187	1100.742
COMB 3	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6+9+10+11)	1120.046	369.467	3677.453	1100.742
COMB 4	고정하중+토압+지진하중(2+4+7+8+12)	569.502	284.253	1645.845	1019.373

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.350D + 1.850L + 1.600H

COMB 2 = 1.350D + 1.600H

COMB 3 = 1.600D + 1.600L + 1.600H

COMB 4 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

$Ht = c \times B1 + V_1 \times (\tan\Phi - \tan\Phi b) + V_2 \times \tan\Phi b \times Hb / Hu$

여기서 Ht : 활동방지벽에 가해지는 수평력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(도)

B' : 유효재하폭(m). B' = B - 2 x e

B1 : 유효재하폭 중의 활동방지벽 전면의 폭

B2 : 유효재하폭 중의 활동방지벽의 폭

B3 : 유효재하폭 중의 활동방지벽 후면의 폭

V1 : B1에 작용하는 연직하중 (kN). 단, V1 = V x B1/B'

V2 : B2에 작용하는 연직하중 (kN). 단, V2 = V x B2/B'

V3 : B3에 작용하는 연직하중 (kN). 단, V3 = V x B3/B'

Hu : 기초바닥면에 있어서의 전단저항력 (kN)

Hb : 기초바닥면에 작용하는 수평력 (kN)

단, 작용위치는 지지지반에 관입된 부분의 활동방지벽 부분의 중앙점으로 한다.

③ 단면력 산정

구 분	V(kN)	B'(m)	Hb(kN)	Hu(kN)	Ht(kN)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	978.232	4.433	369.467	527.931	208.423	208.423	72.948
COMB 2	974.088	4.409	369.467	526.603	208.735	208.735	73.057
COMB 3	1120.048	4.601	369.467	597.258	225.220	225.220	78.827
COMB 4	569.503	2.200	284.253	328.803	121.521	121.521	42.532

6. 철근량 검토

1) 벽체 설계

① 벽체(H=4.800m)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 30 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.84, Φf = 0.90, Φv = 0.85

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	800.0	720.0	80.0	687.0	340.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 30.00 x a x 1000.000 = 25500.000 x a

T = C 이므로, a = 48.577 mm, c = 48.577 / β1 = 48.577 / 0.84 = 58.107 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 58.107) / 58.107 = 0.03417

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.90 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2733.311 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.133]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00342 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

ρuse = As / bd = 0.00430

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 49.391 mm

ΦMn = 0.90 x 3096.800 x 400 x (720.00 - a/2) = 775.159 kN.m

≥ Mu (= 687.026 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.128]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √30 x 1000.00 x 720.00 = 558.677 kN

≥ Vu (= 340.380 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - CTC 200

H16 - CTC 200 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - CTC 200

H16 - CTC 200 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 800.0 x 1000.0 = 1600.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

2) 기초 설계

① 기초 앞굽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 30 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.84, Φf = 0.90, Φv = 0.85

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	800.0	720.0	80.0	74.2	105.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 30.00 x a x 1000.000 = 25500.000 x a

T = C 이므로, a = 17.976 mm, c = 17.976 / β1 = 17.976 / 0.84 = 21.503 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 21.503) / 21.503 = 0.09745

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.90 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 287.098 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.992]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00342 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

ρuse = As / bd = 0.00159

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 18.278 mm

ΦMn = 0.90 x 1146.000 x 400 x (720.00 - a/2) = 293.273 kN.m

≥ Mu (= 74.179 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.954]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √30 x 1000.00 x 720.00 = 558.677 kN

≥ Vu (= 105.270 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H19 - CTC 250

H19 - CTC 250 = 2292.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 2292.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H19 - CTC 250

H19 - CTC 250 = 2292.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 800.0 x 1000.0 = 1600.000 ㎟ < 2292.000 ㎟ ∴ O.K

② 기초 뒷굽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 30 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.84, Φf = 0.90, Φv = 0.85

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	800.0	720.0	80.0	687.0	288.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 30.00 x a x 1000.000 = 25500.000 x a

T = C 이므로, a = 48.577 mm, c = 48.577 / β1 = 48.577 / 0.84 = 58.107 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 58.107) / 58.107 = 0.03417

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.90 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2733.311 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.133]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00342 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

ρuse = As / bd = 0.00430

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 49.391 mm

ΦMn = 0.90 x 3096.800 x 400 x (720.00 - a/2) = 775.159 kN.m

≥ Mu (= 687.026 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.128]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √30 x 1000.00 x 720.00 = 558.677 kN

≥ Vu (= 288.845 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H19 - CTC 250

H19 - CTC 250 = 2292.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 2292.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H19 - CTC 250

H19 - CTC 250 = 2292.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 800.0 x 1000.0 = 1600.000 ㎟ < 2292.000 ㎟ ∴ O.K

③ 활동방지벽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 30 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.84, Φf = 0.90, Φv = 0.85

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	650.0	550.0	100.0	78.8	225.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 30.00 x a x 1000.000 = 25500.000 x a

T = C 이므로, a = 17.976 mm, c = 17.976 / β1 = 17.976 / 0.84 = 21.503 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (550.00 - 21.503) / 21.503 = 0.07373

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.90 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 400.441 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.862]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00342 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

ρuse = As / bd = 0.00208

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 18.278 mm

ΦMn = 0.90 x 1146.000 x 400 x (550.00 - a/2) = 223.138 kN.m

≥ Mu (= 78.827 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.831]

* 전단에 대한 검토 (d = 550.00 mm)

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √30 x 1000.00 x 550.00 = 426.767 kN

≥ Vu (= 225.220 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - CTC 250

H16 - CTC 250 = 1588.800 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 650.0 x 1000.0 = 975.000 ㎟ < 1588.800 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - CTC 250

H16 - CTC 250 = 1588.800 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 650.0 x 1000.0 = 1300.000 ㎟ < 1588.800 ㎟ ∴ O.K

7. 사용성 검토

1) 벽체 설계(H = 4.800 m)

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	70.560	-	1.054	-	74.355	-
2. 옹벽구체(지진시)	70.560	5.433	1.054	2.133	74.355	11.591
3. 상재고정하중(평상시	8.090	33.379	1.348	2.400	10.905	80.110
4. 상재고정하중(지진시	2.455	38.767	1.348	2.400	3.310	93.040
5. 상재활하중	18.877	77.885	1.348	2.400	25.446	186.924
6. 배면토압(평상시)	24.594	101.473	1.399	1.600	34.398	162.357
7. 배면토압(지진시)	7.464	117.851	1.348	2.400	10.061	282.843

※ 옹벽구체는 ④의 값임. 『하중계산』 참조

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+5+6)	122.121	212.737	145.104	429.391
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6)	122.121	212.737	145.104	429.391
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+7)	80.479	162.051	87.726	387.474

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.000D + 1.000H

COMB 2 = 1.000D + 1.000L + 1.000H

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

③ 설계 단면력

- 모멘트 : 429.391 kN.m (COMB 1)
- 전단력 : 212.737 kN (COMB 1)

2) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	174.562	-	1.988	-	347.030	-
2. 옹벽구체(지진시)	174.562	13.441	1.988	1.410	347.030	18.952
3. 뒷채움재(평상시)	393.980	-	3.285	-	1294.046	-
4. 뒷채움재(지진시)	393.980	30.336	3.285	3.648	1294.046	110.662
5. 상재고정하중(평상시	0.960	-	4.968	-	4.769	-
6. 상재고정하중(평상시	15.996	28.793	5.000	3.700	79.979	106.533
7. 상재고정하중(지진시	0.960	-	4.968	-	4.769	-
8. 상재고정하중(지진시	-	42.288	-	3.700	-	156.464
9. 상재활하중	2.240	-	4.968	-	11.128	-
10. 상재활하중	37.324	67.183	5.000	3.700	186.619	248.576
11. 배면토압(평상시)	74.967	134.941	5.000	2.467	374.837	332.855
12. 배면토압(지진시)	-	198.188	-	3.700	-	733.295

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+5+6+10+11)	697.789	230.917	2287.280	687.964
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6+9+10+11)	700.029	230.917	2298.408	687.964
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+7+8+12)	569.502	284.253	1645.845	1019.373

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.000D + 1.000H

COMB 2 = 1.000D + 1.000L + 1.000H

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

③ 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	비고
COMB 1	697.790	1599.317	0.208	174.396	104.720	-
COMB 2	700.030	1610.446	0.199	173.517	106.495	-
COMB 3	569.503	626.473	1.400	345.142	0.000	-

※ B : 기초의 폭원 (5.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2

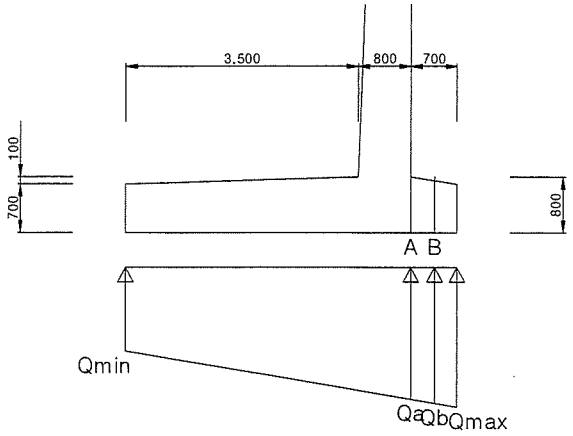
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3

구 분	X(m)	앞굽 벽체		뒷굽 벽체		비고
		거리	Qa(kN)	거리	Qb(kN)	
COMB 1	5.000	0.700	164.641	1.500	153.493	-
COMB 2	5.000	0.700	164.134	1.500	153.410	-
COMB 3	3.300	0.700	271.933	1.500	188.264	-

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = (0.700 x 0.340 + 0.049 x 0.340 / 2) x 24.500 = 6.033 kN

Ma = 0.700 x 0.700 x 24.500 x 0.700 / 2
+ 0.100 x 0.700 x 0.5 x 24.500 x 0.700 / 3 = 4.402 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.340 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.340

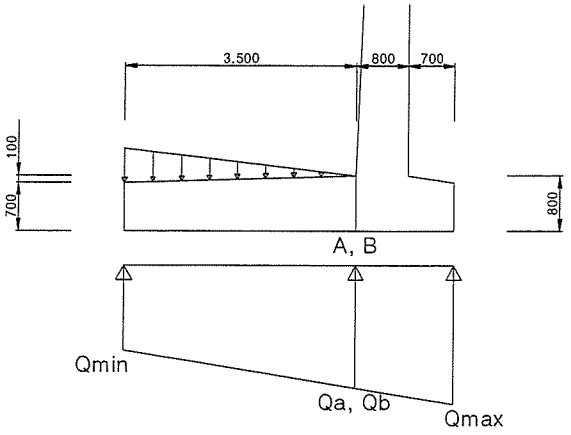
Ma = Qa x 0.700^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 0.700^2 x 2/3

- 설계 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	174.396	164.641	169.658	58.489	41.930	52.456	37.528
COMB 2	173.517	164.134	168.959	58.221	41.745	52.188	37.344
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-

※ 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3)은 고려하지 않는다.

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재 활하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재 고정하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 지반반력에 의한 단면력

  i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,

  $Vb = Qmin \times 3.500 + (Qb - Qmin) / 2 \times 3.500$

  $Ma = Qmin \times 3.500^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 \times 3.500^2 / 3$

  ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 3,

  $Vb = (Qb - Qmin) / 2 \times (\chi - 1.500)$

  $Ma = (Qa - Qmin) / 2 \times (\chi - 1.500)^2 / 3$

  여기서, 반력의 작용폭 $\chi = 3[B/2 - e]$

- 설계 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	104.720	153.493	153.493	451.873	740.989	22.678	107.860
COMB 2	106.495	153.410	153.410	454.834	748.067	21.957	108.550
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-

※ 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3)은 고려하지 않는다.

⑥ 기초 설계 단면력

- 전면 저판 (앞굽)

  Mu = 37.528 kN.m (COMB 1)

  Vu = 52.456 kN.m (COMB 1)

- 후면 저판 (뒷굽)

  Mu = 108.550 kN.m (COMB 2)

  Vu = 22.678 kN (COMB 1)

3) 활동방지벽 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	174.562	-	1.988	-	347.030	-
2. 옹벽구체(지진시)	174.562	13.441	1.988	1.410	347.030	18.952
3. 뒷채움재(평상시)	393.980	-	3.285	-	1294.046	-
4. 뒷채움재(지진시)	393.980	30.336	3.285	3.648	1294.046	110.662
5. 상재고정하중(평상시	0.960	-	4.968	-	4.769	-
6. 상재고정하중(평상시	15.996	28.793	5.000	3.700	79.979	106.533
7. 상재고정하중(지진시	0.960	-	4.968	-	4.769	-
8. 상재고정하중(지진시	-	42.288	-	3.700	-	156.464
9. 상재활하중	2.240	-	4.968	-	11.128	-
10. 상재활하중	37.324	67.183	5.000	3.700	186.619	248.576
11. 배면토압(평상시)	74.967	134.941	5.000	2.467	374.837	332.855
12. 배면토압(지진시)	-	198.188	-	3.700	-	733.295

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+5+6+10+11)	697.789	230.917	2287.280	687.964
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6+9+10+11)	700.029	230.917	2298.408	687.964
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+7+8+12)	569.502	284.253	1645.845	1019.373

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.000D + 1.000H

COMB 2 = 1.000D + 1.000L + 1.000H

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

$Ht = c \times B1 + V_1 \times (\tan\Phi - \tan\Phi b) + V_2 \times \tan\Phi b \times Hb / Hu$

여기서 Ht : 활동방지벽에 가해지는 수평력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(도)

B' : 유효재하폭(m). B' = B - 2 x e

B1 : 유효재하폭 중의 활동방지벽 전면의 폭

B2 : 유효재하폭 중의 활동방지벽의 폭

B3 : 유효재하폭 중의 활동방지벽 후면의 폭

V1 : B1에 작용하는 연직하중 (kN). 단, V1 = V x B1/B'

V2 : B2에 작용하는 연직하중 (kN). 단, V2 = V x B2/B'

V3 : B3에 작용하는 연직하중 (kN). 단, V3 = V x B3/B'

Hu : 기초바닥면에 있어서의 전단저항력 (kN)

Hb : 기초바닥면에 작용하는 수평력 (kN)

단, 작용위치는 지지지반에 관입된 부분의 활동방지벽 부분의 중앙점으로 한다.

③ 단면력 산정

구 분	V(kN)	B'(m)	Hb(kN)	Hu(kN)	Ht(kN)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	697.790	4.584	230.917	372.533	140.881	140.881	49.308
COMB 2	700.030	4.601	230.917	373.286	140.762	140.762	49.267
COMB 3	569.503	2.200	284.253	328.803	121.521	121.521	42.532

4) 사용성 검토

① 벽체(H=4.800m)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 429.391 x 1000000 / [3096.800 x (720.000 - 156.327/3)]

= 207.603 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x3096.800)]

= 156.327 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 207.60) - 2.5 x 69.00 = 206.83 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 207.60) = 303.46 mm

Sa는 작은 값인 206.83 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 206.83 mm) ∴ O.K

② 기초 앞굽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 37.528 x 1000000 / [1146.000 x (720.000 - 99.756/3)]

= 47.685 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x1146.000)]

= 99.756 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 47.68) - 2.5 x 70.50 = 1475.22 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 47.68) = 1321.18 mm

Sa는 작은 값인 1321.18 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1321.18 mm) ∴ O.K

③ 기초 뒷굽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 108.550 x 1000000 / [3096.800 x (720.000 - 156.327/3)]

= 52.482 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x3096.800)]

= 156.327 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 52.48) - 2.5 x 69.00 = 1328.01 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 52.48) = 1200.40 mm

Sa는 작은 값인 1200.40 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1200.40 mm) ∴ O.K

④ 활동방지벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 49.308 x 1000000 / [1146.000 x (550.000 - 86.257/3)]

= 82.545 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x550.0/(7x1146.000)]

= 86.257 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 82.55) - 2.5 x 90.50 = 727.77 mm

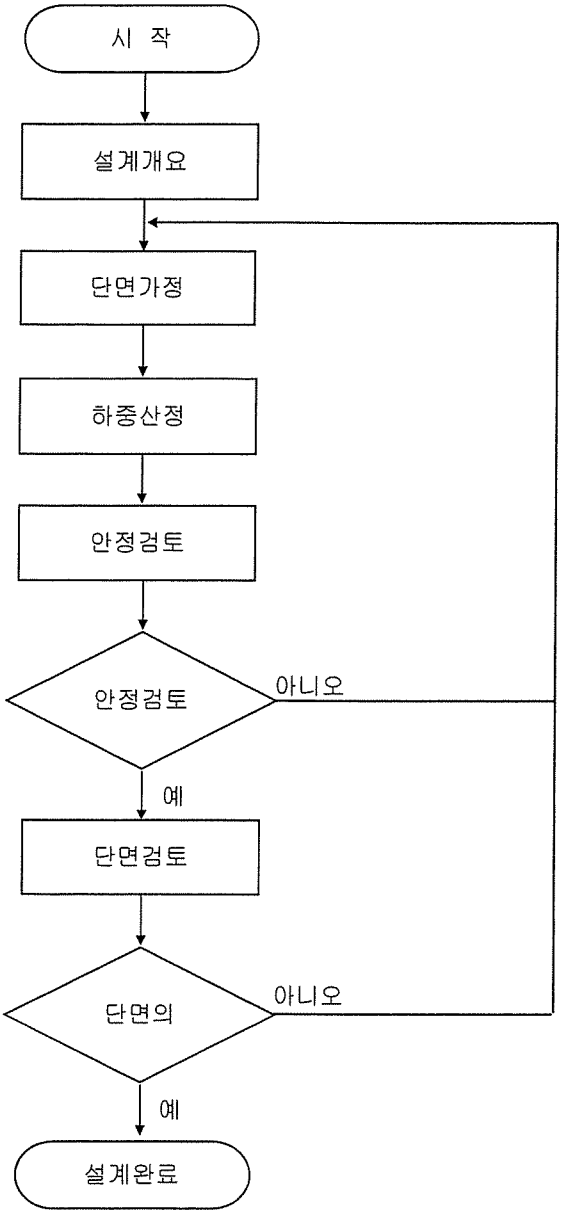
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 82.55) = 763.22 mm

Sa는 작은 값인 727.77 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 727.77 mm) ∴ O.K

단면 4:신축이음 구조계산서

▣ 설계단계 흐름도



목 차

▣ 해 석 결 과 요 약

■ 안정검토 및 응력검토

■ 단면 휨 설계

■ 사용성 검토

▣ 주철근 조립도

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력

2) 배면토에 의한 토압

3) 상재하중에 의한 부재력

4) 하중조합

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

2) 전도에 대한 안정

3) 활동에 대한 안정

4) 지지력에 대한 안정

5) 기초 중앙 작용력 산정

5. 단 면 설 계

1) 벽체 설계

2) 기초 설계

6. 철 근 량 검 토

1) 벽체 설계

2) 기초 설계

7. 사 용 성 검 토

1) 벽체 설계

2) 기초 설계

3) 사용성 검토

▣ 해석 결과 요약

■ 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	전도에 대한 안정	1845.543	462.774	O.K
	활동에 대한 안정	340.467	179.514	O.K
	지지력에 대한 안정	250.000	122.091	O.K
지진시	전도에 대한 안정	1346.892	655.108	O.K
	활동에 대한 안정	280.628	215.563	O.K
	지지력에 대한 안정	375.000	210.814	O.K

■ 단면 휨 설계

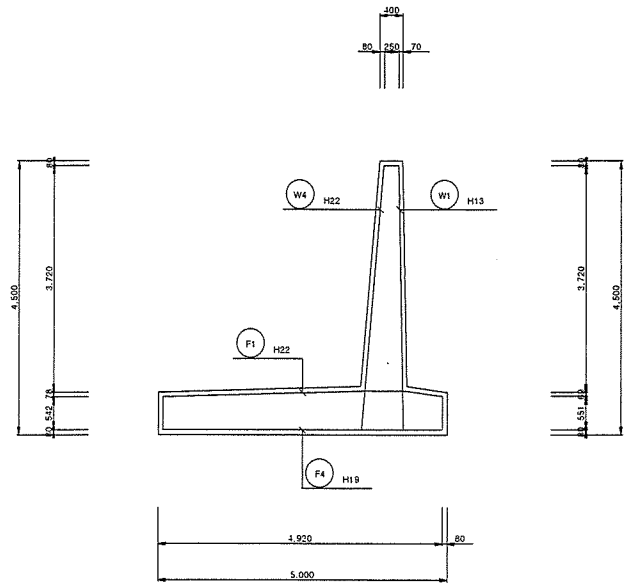
단면위치	깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm^2)	사용철근량 (mm^2)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
기초 앞굽	800	80	172.0	1146	44.532	293.273	6.586	O.K
기초 뒷굽	800	80	1545.0	3096.8	393.626	775.159	1.969	O.K
벽체(H=3.700m)	800	80	1545.0	3096.8	393.626	775.159	1.969	O.K

■ 사용성 검토

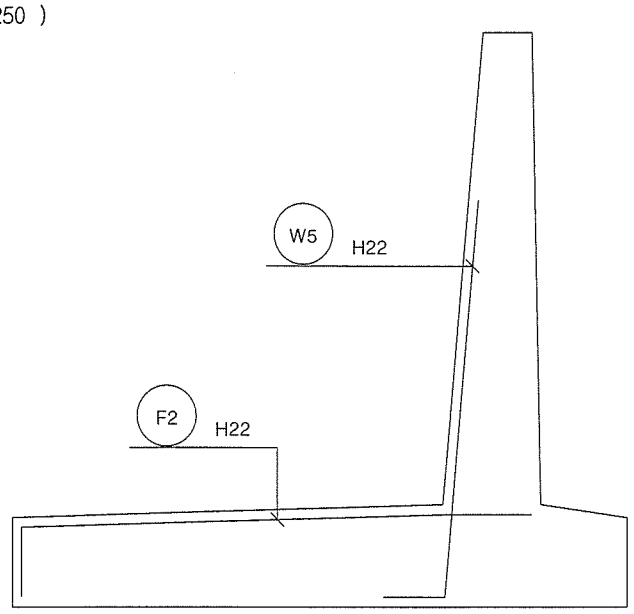
구 분	인장응력(fs,MPa)	철근간격(S,mm)	최대간격(Sa,mm)	비 고
기초 앞굽	32.164	250.000	1958.693	O.K
기초 뒷굽	21.246	125.000	2965.295	O.K
벽체(H=3.700m)	118.945	125.000	489.572	O.K

▣ 주철근 조립도

① 1 Cycle (CTC = 250)



② 2 Cycle (CTC = 250)



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 옹벽
(2) 옹 벽 높 이 : H = 4.500 M
(3) 옹 벽 총 폭 : B = 5.000 M
(4) 기 초 형 식 : 잡석기초

2) 설계기준 강도

(1) 콘크리트 설계기준 강도 : fck = 30.0 MPa
- 탄성계수 : Ec = 27537.0 MPa
(2) 철근 항복 강도 (SD400) : fy = 400.0 MPa
- 탄성계수 : Es = 200000.0 MPa

3) 작용하중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 24.500 kN/m³
(2) 상 재 하 중 : ql = 15.000 kN/m

4) 뒷채움 재료

(1) 뒷채움재의 단위중량 : $\gamma s1$ = 19.000 kN/m³
(2) 뒷채움재의 내부마찰각 : $\Phi 1$ = 30.000 °
(3) 뒷채움재의 경사각 : α = 29.055 °
(4) 뒷채움재의 성토높이 : H = 1.800 m

5) 지반조건

(1) 기초지반의 단위중량 : $\Phi 1$ = 20.000 kN/m³
(2) 기초지반의 N치 : N = 15.0
(3) 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi 2$ = 30.000 ° {$\Phi 2 = \sqrt{15N + 15}$}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 최대 허용지지력 : Qa = 250.00 kN/m²
(6) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.600 ; $\tan\Phi b = 0.60$, Cb = 0 : 암과 콘크리트

6) 지진계수

(1) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수
- 내진 등급 : 붕괴방지 I등급 - 위험도 계수 : 1.400
- 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

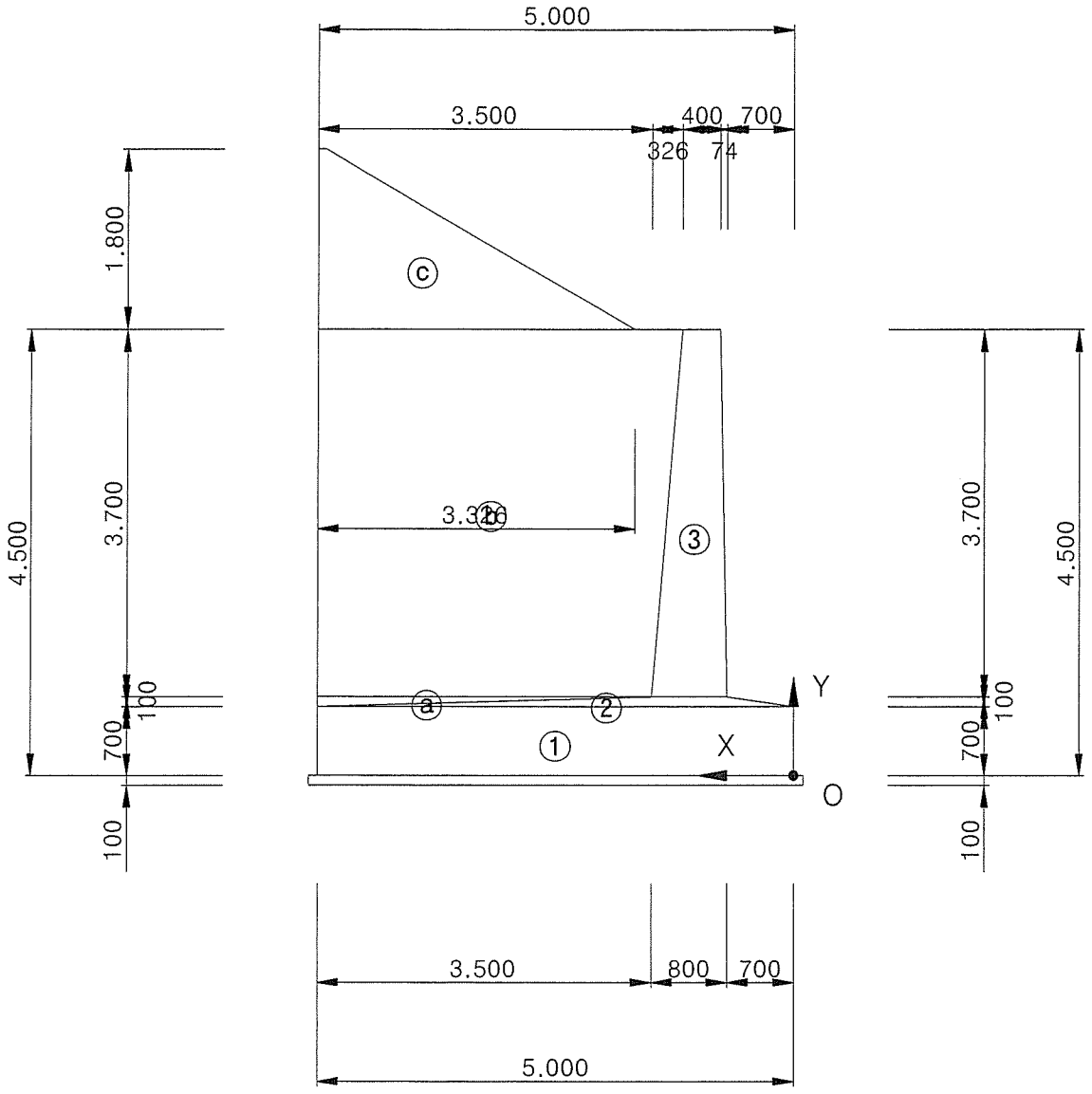
7) 설 계 방 법

(1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
(2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

8) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
(2) 도로교 설계기준 : 건설 교통부 (2005)
(3) 도로설계 편람 : 건설 교통부 (2000)
(4) 도로설계 요령 : 한국도로공사 (2002)
(5) 도로옹벽표준도 : 건설 교통부 (2003)
(6) 구조물기초설계기준 : 건설 교통부 (2003)
(7) 철도설계기준(노반편) : 대한토목학회 (2004)

2. 단 면 가 정


5.000
3.500
400
700
326
74
1.800
ⓒ
4.500
3.700
3.320
ⓑ
③
100
ⓐ
②
Y
700
①
X
100
O
3.700
4.500
100
700
100
3.500
800
700
5.000

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	면적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^2		kN/m^3	kN	kN
옹벽구체	①	5.000 × 0.700	= 3.500	24.500	85.75	6.603
	②	2.900 × 0.100	= 0.290	24.500	7.105	0.547
	③	0.600 × 3.700	= 2.220	24.500	54.39	4.188
	소계		= 6.010		147.245	11.338
배면토	ⓐ	3.500 × 0.100 × 1/2	= 0.175	19.000	3.325	0.256
	ⓑ	3.663 × 3.700	= 13.553	19.000	257.509	19.828
	ⓒ	1.706 × 1.800	= 3.071	19.000	58.345	4.493
	소계		= 16.799		319.179	24.577
총 계					466.424	35.915

※ 수평력(지진시 관성력) Hi = Kh × Vi (Kh = A/2 = 0.077)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
옹벽구체	①	2.500	0.35	214.375	2.311
	②	1.969	0.738	13.990	0.404
	③	1.044	2.444	56.783	10.237
	소 계			285.148	12.952
배면토	ⓐ	3.833	0.767	12.746	0.196
	ⓑ	3.167	2.677	815.606	53.089
	ⓒ	3.891	5.115	226.998	22.98
	소 계			1055.350	76.265
총 계				1340.498	89.217

③ 합력의 작용위치 산정

- 옹벽구체 : X = 285.148 / 147.245 = 1.937 m
  Y = 12.952 / 11.338 = 1.142 m
- 뒷채움재 : X = 1055.350 / 319.179 = 3.306 m
  Y = 76.265 / 24.577 = 3.103 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

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

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

ω = 가정한 가상파괴면과 수평면이 이루는 각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 조건), A=0.154

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	30.000	30.000	30.000	30.000
α	29.055	29.055	29.055	29.055
β	-	5.035	-	5.035
δ	29.055	10.000	0.000	0.000
Θ	-	-	4.403	4.403
Kh	-	-	0.077	0.077
ω	54.500	51.500	56.500	49.500
토압계수	0.297	0.507	0.381	0.547

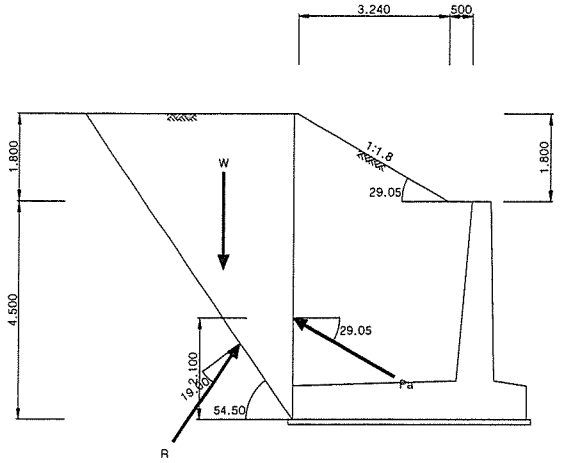
※ 배면토사의 성토각(α)이 내부마찰각(Φ)보다 큰 경우이므로 시행쐐기를 적용한다.

Mononobe-Okabe : 90도 ≤ β+α+Θ 혹은 Φ < α+Θ인 경우이므로 시행쐐기를 적용한다.

② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.300 m)

ϕ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	=	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	=	29.055°
β	= 벽 뒷면과 연직면이 이루는 각	=	0.000°
δ	= 벽면마찰각	=	29.055°
Ka	= 토압계수 (평상시)	=	0.297°



$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma \cdot H^2}$$

쐐기각(ω)	쐐기면적(A)	쐐기중량(W)	Pa(kN)	Ka
52.50	15.2276	289.3245	111.4482	0.29558
53.00	14.9543	284.1313	111.6417	0.29609
53.50	14.6845	279.0060	111.7783	0.29645
54.00	14.4182	273.9465	111.8591	0.29667
54.50	**14.1553**	**268.9507**	**111.8854**	**0.29673**
55.00	13.8956	264.0168	111.8583	0.29666
55.50	13.6391	259.1427	111.7789	0.29645
56.00	13.3856	254.3268	111.6482	0.29611
56.50	13.1351	249.5673	111.4671	0.29563

Pa = sin(ω-Φ) / cos(ω-Φ-β-δ) x W

= sin(54.500 - 30.000) / cos(54.500 - 30.000 - 0.000 - 29.055) x 268.951

= 111.885 kN

Ph = 111.885 x cos (29.055+0.000)

= 97.805 kN

Pv = 111.885 x sin (29.055+0.000)

= 54.336 kN

작용위치 : x = 5.000 m, y = H/3 = 6.300 / 3 = 2.100 m

- 지진시 토압 (H = 6.300 m)

ϕ = 뒷채움흙의 내부마찰각 = 30.000°

α = 뒷채움흙의 경사각 = 29.055°

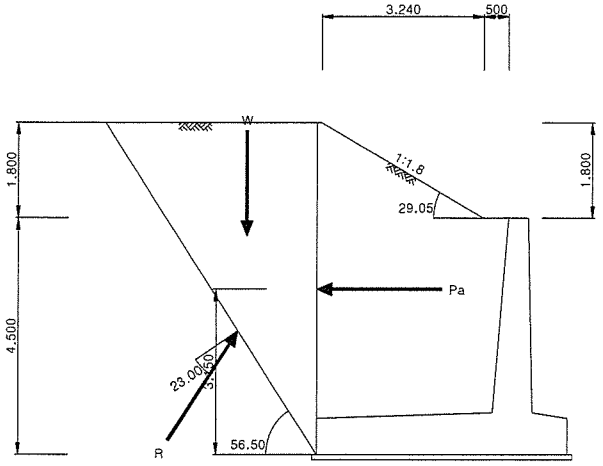
β = 벽 뒷면과 연직면이 이루는 각 = 0.000°

δ = 벽면마찰각 = 0.000°

Kae = 토압계수 (지진시) = 0.381°

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0 = 4.403°

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 조건), A=0.154



$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma \cdot H^2}$$

쐐기각(ω)	쐐기면적(A)	쐐기중량(W)	Pa(kN)	Ka
54.50	14.1553	268.9507	143.2771	0.37999
55.00	13.8956	264.0168	143.4423	0.38043
55.50	13.6391	259.1427	143.5587	0.38074
56.00	13.3856	254.3268	143.6266	0.38092
56.50	**13.1351**	**249.5673**	**143.6463**	**0.38097**
57.00	12.8875	244.8624	143.6180	0.38089
57.50	12.6427	240.2105	143.5419	0.38069
58.00	12.4005	235.6101	143.4181	0.38036
58.50	12.1610	231.0596	143.2467	0.37991

Pa = sin(ω-Φ+Θ) / cos(ω-Φ-β-δ) / cosΘ x W

= sin(56.500 - 30.000 + 4.403) / cos(56.500 - 30.000 - 0.000 - 0.000)

/ cos4.403 x 249.567

= 143.646 kN

Ph = 143.646 x cos (0.000+0.000)

= 143.646 kN

Pv = 143.646 x sin (0.000+0.000)

= 0.000 kN

작용위치 : x = 5.000 m, y = H/2 = 6.300 / 2 = 3.150 m

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 3.700 m)

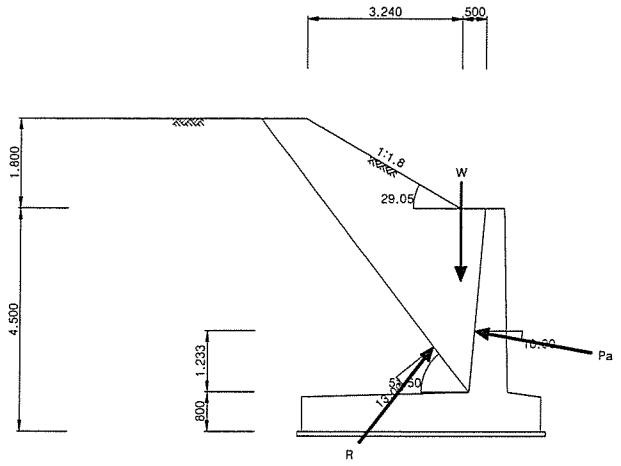
ϕ = 뒷채움흙의 내부마찰각 = 30.000°

α = 뒷채움흙의 경사각 = 29.055°

β = 벽 뒷면과 연직면이 이루는 각 = 5.035°

δ = 벽면마찰각 = 10.000°

Ka = 토압계수 (평상시) = 0.507°



$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma \cdot H^2}$$

쐐기각(ω)	쐐기면적(A)	쐐기중량(W)	Pa(kN)	Ka
49.50	10.2919	195.5455	65.4731	0.50343
50.00	10.0653	191.2404	65.6544	0.50482
50.50	9.8420	186.9978	65.7870	0.50584
51.00	9.6219	182.8158	65.8720	0.50649
51.50	**9.4049**	**178.6925**	**65.9101**	**0.50679**
52.00	9.1908	174.6261	65.9024	0.50673
52.50	8.9797	170.6147	65.8495	0.50632
53.00	8.7714	166.6567	65.7522	0.50557
53.50	8.5658	162.7504	65.6113	0.50449

Pa = sin(ω-Φ) / cos(ω-Φ-β-δ) x W

= sin(51.500 - 30.000) / cos(51.500 - 30.000 - 5.035 - 10.000) x 178.692

= 65.910 kN

Ph = 65.910 x cos (10.000+5.035)

= 63.654 kN

Pv = 65.910 x sin (10.000+5.035)

= 17.098 kN

작용위치 : x = 1.391 m, y = H/3 = 1.233 m

- 지진시 토압 (H = 3.700 m)

ϕ = 뒷채움흙의 내부마찰각 = 30.000°

α = 뒷채움흙의 경사각 = 29.055°

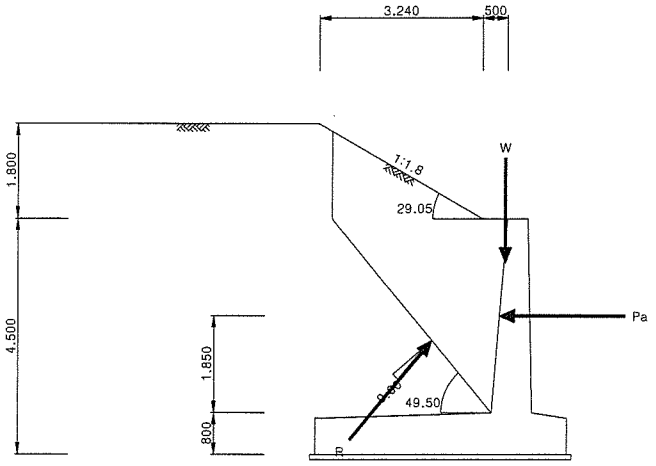
β = 벽 뒷면과 연직면이 이루는 각 = 5.035°

δ = 벽면마찰각 = 0.000°

Kae = 토압계수 (지진시) = 0.547°

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0 = 4.403°

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 조건), A=0.154



$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma \cdot H^2}$$

쐐기각(ω)	쐐기면적(A)	쐐기중량(W)	Pa(kN)	Ka
47.50	9.7491	185.2330	70.9765	0.54574
48.00	9.5357	181.1792	71.0671	0.54644
48.50	9.3276	177.2244	71.1304	0.54693
49.00	9.1245	173.3649	71.1673	0.54721
49.50	**8.9262**	**169.5972**	**71.1789**	**0.54730**
50.00	8.7325	165.9179	71.1661	0.54720
50.50	8.5434	162.3238	71.1297	0.54692
51.00	8.3585	158.8119	71.0705	0.54647
51.50	8.1779	155.3792	70.9894	0.54584

Pa = sin(ω-Φ+Θ) / cos(ω-Φ-β-δ) / cosΘ x W

= sin(49.500 - 30.000 + 4.403) / cos(49.500 - 30.000 - 5.035 - 0.000) x 169.597

= 71.179 kN

Ph = 71.179 x cos (0.000+5.035)

= 70.904 kN

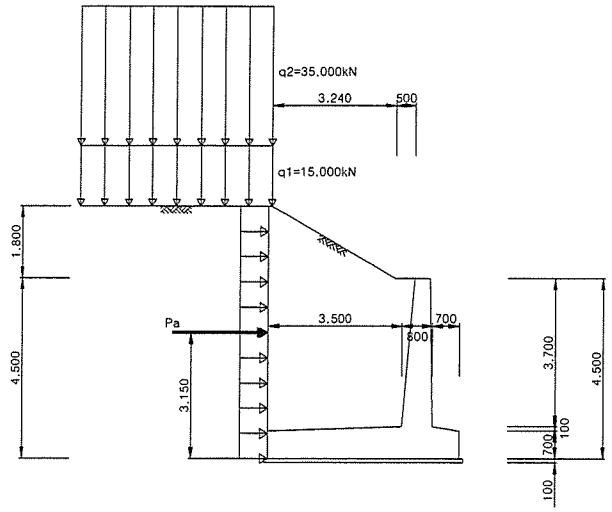
Pv = 71.179 x sin (0.000+5.035)

= 6.247 kN

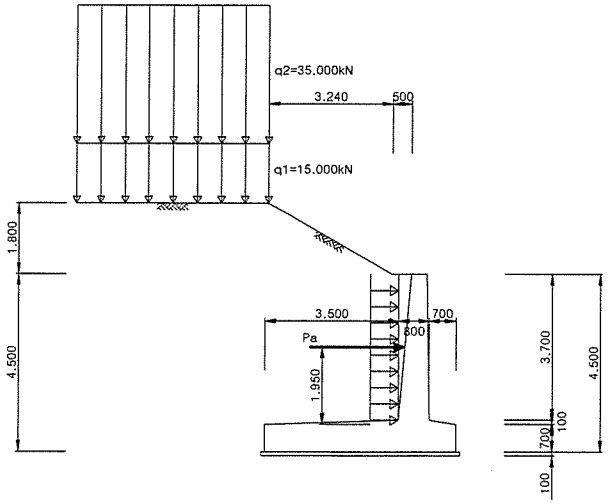
작용위치 : x = 1.337 m, y = H/2 = 1.850 m

3) 상재하중에 의한 부재력

- 안정검토시



- 단면검토시



① 상재고정하중(평상시)

- 안정 검토시 (H = 6.300 m)

  Pa = Ka x q x H = 0.297 x 15.000 x 6.300

  = 28.041 kN

  Ph = 28.041 x cos (29.055+0.000) = 24.513 kN

  Pv = 28.041 x sin (29.055+0.000) = 13.618 kN

  작용위치 : x = 5.000 m, y = H/2 = 3.150 m

- 안정 검토시 : 연직하중

  Pa = q x L = 15.000 x 0.086

  = 1.290 kN

  작용위치 : x = 4.957 m, y = H/2 = 0.000 m

- 단면 검토시 (H = 3.700 m)

  Pa = Ka x q x H = 0.507 x 15.000 x 3.700

  = 28.127 kN

  Ph = 28.127 x cos (10.000+5.035) = 27.164 kN

  Pv = 28.127 x sin (10.000+5.035) = 7.296 kN

  작용위치 : x = 1.337 m, y = H/2 = 1.850 m

② 상재고정하중(지진시)

- 안정 검토시 (H = 6.300 m)

  Pa = Kae x q x H = 0.381 x 15.000 x 6.300

  = 36.002 kN

  Ph = 36.002 x cos (0.000+0.000) = 36.002 kN

  Pv = 36.002 x sin (0.000+0.000) = 0.000 kN

  작용위치 : x = 5.000 m, y = H/2 = 3.150 m

- 안정 검토시 : 연직하중

  Pa = q x L = 15.000 x 0.086

  = 1.290 kN

  작용위치 : x = 4.957 m, y = H/2 = 0.000 m

- 단면 검토시 (H = 3.700 m)

  Pa = Ka x q x H = 0.547 x 15.000 x 3.700

  = 30.375 kN

  Ph = 30.375 x cos (0.000+5.035) = 30.258 kN

  Pv = 30.375 x sin (0.000+5.035) = 2.666 kN

  작용위치 : x = 1.337 m, y = H/2 = 1.850 m

③ 상재활하중

- 안정 검토시 (H = 6.300 m)

Pa = Ka x q x H = 0.297 x 35.000 x 6.300
= 65.430 kN

Ph = 65.430 x cos (29.055+0.000) = 57.196 kN

Pv = 65.430 x sin (29.055+0.000) = 31.776 kN

작용위치 : x = 5.000 m, y = H/2 = 3.150 m

- 안정 검토시 : 연직하중

Pa = q x L = 35.000 x 0.086
= 3.010 kN

작용위치 : x = 4.957 m

- 단면 검토시 (H = 3.700 m)

Pa = Ka x q x H = 0.507 x 35.000 x 3.700
= 65.629 kN

Ph = 65.629 x cos (10.000+5.035) = 63.382 kN

Pv = 65.629 x sin (10.000+5.035) = 17.025 kN

작용위치 : x = 1.337 m, y = H/2 = 1.850 m

4) 하중조합

① 사용하중 조합

구 분	고정하중	활하중	토압	지진하중
COMB 1	1.000		1.000	
COMB 2	1.000	1.000	1.000	
COMB 3	1.000		1.000	1.000

② 계수하중 조합

구 분	고정하중	활하중	토압	지진하중
COMB 1	1.350	1.850	1.600	
COMB 2	1.350		1.600	
COMB 3	1.600	1.600	1.600	
COMB 4	1.000		1.000	1.000

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	147.245	-	1.937	-	285.148	-
2. 옹벽구체(지진시)	147.245	11.338	1.937	1.142	285.148	12.952
3. 뒷채움재(평상시)	319.179	-	3.306	-	1055.350	-
4. 뒷채움재(지진시)	319.179	24.577	3.306	3.103	1055.350	76.265
5. 상재고정하중(평상시	1.290	-	4.957	-	6.395	-
6. 상재고정하중(평상시	13.618	24.513	5.000	3.150	68.091	77.215
7. 상재고정하중(지진시	1.290	-	4.957	-	6.395	-
8. 상재고정하중(지진시	-	36.002	-	3.150	-	113.405
9. 상재활하중	3.010	-	4.957	-	14.921	-
10. 상재활하중	31.776	57.196	5.000	3.150	158.878	180.168
11. 배면토압(평상시)	54.336	97.805	5.000	2.100	271.682	205.391
12. 배면토압(지진시)	-	143.646	-	3.150	-	452.486

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+5+6+10+11)	567.444	179.514	1845.544	462.774
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6+9+10+11)	570.454	179.514	1860.465	462.774
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+7+8+12)	467.714	215.563	1346.893	655.108

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.000D + 1.000H

COMB 2 = 1.000D + 1.000L + 1.000H

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

2) 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비 고
COMB 1	1845.544	462.774	567.444	3.988	0.063	0.833	O.K
COMB 2	1860.465	462.774	570.454	4.020	0.050	0.833	O.K
COMB 3	1346.893	655.108	467.714	2.056	1.021	1.667	O.K

註) B : 기초의 폭원 (5.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr / Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시)

3) 활동에 대한 안정

직접기초바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다.
[도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/㎡)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(도)

A' : 기초저면의 유효재하면적(㎡)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전율	비 고
COMB 1	567.444	340.467	179.514	1.897	1.500	O.K
COMB 2	570.454	342.273	179.514	1.907	1.500	O.K
COMB 3	467.714	280.628	215.563	1.302	1.200	O.K

: μ = 0.600 ; tanΦb = 0.60, Cb = 0.0 kN/㎡ : 암과 콘크리트

S.F = Hk / H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시)

4) 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비 고
COMB 1	567.444	1382.770	0.063	122.090	104.887	250.000	O.K
COMB 2	570.454	1397.691	0.050	120.917	107.264	250.000	O.K
COMB 3	467.714	691.785	1.021	210.813	0.000	375.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (5.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3

5) 기초 중앙작용력 산정

① 기초중앙에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

$e = B/2 - \sum M/\sum V$

$Mc = V \times e$

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+5+6+10+11)	567.444	1845.544	462.774	35.840
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6+9+10+11)	570.454	1860.465	462.774	28.444
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+7+8+12)	467.714	1346.893	655.108	477.500

③ 지반의 허용연직지지력 : Terzaghi식 사용

$Qu = A' [\alpha\ c\ Nc + q\ Nq + \beta\ r1\ B'\ Nr]$

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력(kN)

c : 지반의 점착력 (kN/m^2)

A' : 유효재하면적(m^2)

q : 상재하중(kN/m^2), $q = r2 \times Df$

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량(kN/m^3)
다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭(m), $B' = B - 2eB$

B : 기초의 폭(m)

eB : 하중의 편심량(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

α, β : 기초의 형상계수 (연속, $\alpha = 1.0$, $\beta = 0.5$)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc = 37.162, Nq = 22.456, Nr = 19.726

c = 0.000 kN/m^2 r1 = 20.000 kN/m^3 r2 = 20.000 kN/m^3

Df = 1.000 m B = 5.000 m q = 20.000 kN/m^2

$\Phi = 15 + \sqrt{15N} = 30.000$, N = 15

$Nq = a^2 / (2\cos^2 (45+\Phi/2))$, $a = \exp(0.75\pi-\Phi/2) \tan\Phi = 22.456$

$Nc = (Nq-1) \cot\Phi = 37.162$

$Nr = \tan\Phi/2 \times (Kpr/\cos^2 \Phi - 1) = 19.726$

구 분	eB	B'	A'	Qu(kN)	Qa(kN)	SF
COMB 1	0.063	4.874	4.874	6874.325	250.000	3
COMB 2	0.050	4.900	4.900	6937.546	250.000	3
COMB 3	1.021	2.958	2.958	3054.712	375.000	2

註) Qa = Qu/A'/SF, 『구조물 기초설계기준 해설 2003년』 p189 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서 $\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 140000.000 x (√(5.000 x 1.000) / 0.3)^-¾) = 31035.956 kN/m³

$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{\frac{3}{4}}$

Kvo = 1/0.3*α*Eo = 1/0.3 x 1.000 x 42000.000 = 140000.00 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 1.000 m)

B : 확대기초의 폭 (= 5.000 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27537000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 0.800 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

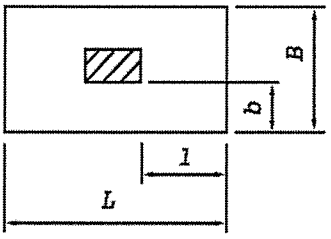
β = ⁴ √[(3 x 31035.956) / (27537000.000 x 0.800³)] = 0.285 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽변화확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000, 2.500) = 2.500

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 2.500, 뒷굽기준으로 검토



βλ = 0.285 x 2.500 = 0.713 ≤ 1.0, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 벽체 설계(H = 3.700 m)

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	54.390	-	1.044	-	56.783	-
2. 옹벽구체(지진시)	54.390	4.188	1.044	1.644	56.783	6.887
3. 상재고정하중(평상시	7.296	27.164	1.337	1.850	9.755	50.253
4. 상재고정하중(지진시	2.666	30.258	1.337	1.850	3.564	55.977
5. 상재활하중	17.025	63.382	1.337	1.850	22.762	117.257
6. 배면토압(평상시)	17.098	63.654	1.391	1.233	23.789	78.506
7. 배면토압(지진시)	6.247	70.904	1.337	1.850	8.353	131.173

※ 옹벽구체는 ③의 값임. 『하중계산』 참조

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6)	139.697	246.720	166.747	393.626
COMB 2	고정하중+토압(1+3+5+6)	139.697	246.720	166.747	393.626
COMB 3	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6)	153.294	246.720	180.942	393.626
COMB 4	고정하중+토압+지진하중(2+4+7)	63.303	105.350	68.700	194.037

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.350D + 1.850L + 1.600H

COMB 2 = 1.350D + 1.600H

COMB 3 = 1.600D + 1.600L + 1.600H

COMB 4 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

③ 설계 단면력

- 모멘트 : 393.626 kN.m (COMB 1)
- 전단력 : 246.720 kN (COMB 1)

2) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	147.245	-	1.937	-	285.148	-
2. 옹벽구체(지진시)	147.245	11.338	1.937	1.142	285.148	12.952
3. 뒷채움재(평상시)	319.179	-	3.306	-	1055.350	-
4. 뒷채움재(지진시)	319.179	24.577	3.306	3.103	1055.350	76.265
5. 상재고정하중(평상시	1.290	-	4.957	-	6.395	-
6. 상재고정하중(평상시	13.618	24.513	5.000	3.150	68.091	77.215
7. 상재고정하중(지진시	1.290	-	4.957	-	6.395	-
8. 상재고정하중(지진시	-	36.002	-	3.150	-	113.405
9. 상재활하중	3.010	-	4.957	-	14.921	-
10. 상재활하중	31.776	57.196	5.000	3.150	158.878	180.168
11. 배면토압(평상시)	54.336	97.805	5.000	2.100	271.682	205.391
12. 배면토압(지진시)	-	143.646	-	3.150	-	452.486

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6+9+10+11)	796.550	287.222	2643.751	740.438
COMB 2	고정하중+토압(1+3+5+6+10+11)	790.982	287.222	2616.147	740.438
COMB 3	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6+9+10+11)	912.726	287.222	2976.744	740.438
COMB 4	고정하중+토압+지진하중(2+4+7+8+12)	467.714	215.563	1346.893	655.108

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.350D + 1.850L + 1.600H

COMB 2 = 1.350D + 1.600H

COMB 3 = 1.600D + 1.600L + 1.600H

COMB 4 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

③ 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	비고
COMB 1	796.551	1903.310	0.111	180.446	138.174	-
COMB 2	790.982	1875.707	0.129	182.616	133.777	-
COMB 3	912.727	2236.303	0.050	193.469	171.622	-
COMB 4	467.714	691.784	1.021	210.814	0.000	-

※ B : 기초의 폭원 (5.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,3

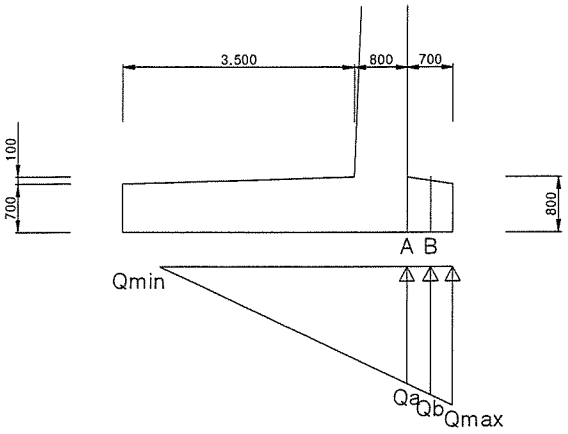
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 4

구 분	X(m)	앞굽 벽체		뒷굽 벽체		비고
		거리	Qa(kN)	거리	Qb(kN)	
COMB 1	5.000	0.700	174.528	1.500	167.765	-
COMB 2	5.000	0.700	175.779	1.500	167.964	-
COMB 3	5.000	0.700	190.410	1.500	186.915	-
COMB 4	4.437	0.700	177.557	1.500	139.548	-

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = (0.700 x 0.340 + 0.049 x 0.340 / 2) x 24.500 = 6.033 kN

Ma = 0.700 x 0.700 x 24.500 x 0.700 / 2
+ 0.100 x 0.700 x 0.5 x 24.500 x 0.700 / 3 = 4.402 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.340 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.340

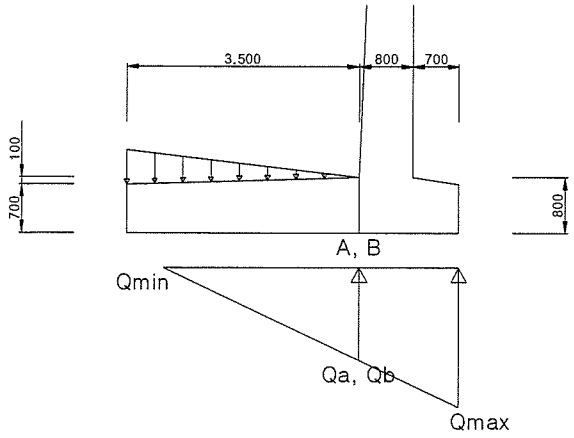
Ma = Qa x 0.700^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 0.700^2 x 2/3

- 설계 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	180.446	174.528	177.572	60.863	43.726	52.718	37.784
COMB 2	182.616	175.779	179.295	61.525	44.183	53.380	38.240
COMB 3	193.469	190.410	191.983	65.527	47.150	55.874	40.107
COMB 4	210.814	177.557	194.660	68.931	48.933	62.897	44.532

※ 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는 하중계수를 적용하지 않는다.

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = (0.700 x 3.500 + 0.100 x 3.500 / 2) x 24.500 = 64.313 kN

Ma = 0.700 x 3.500 x 24.500 x 3.500 / 2
+ 0.100 x 3.500 x 0.5 x 24.500 x 3.500 / 3 = 110.046 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 319.179 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 319.179 kN

Ma = 319.179 x (3.306 - 1.500) = 576.581 kN.m

- 상재 고정하중에 의한 단면력

Vb = 15.000 x 0.086 = 1.290 kN

Ma = 1.290 x 0.043 = 0.055 kN.m

- 상재 활하중에 의한 단면력

Vb = 35.000 x 0.086 = 3.010 kN

Ma = 3.010 x (4.957 - 1.500) = 10.406 kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ
= 1/2 x 0.297 x 19.000 x 3.700^2 x sin(10.000+5.035)
= 10.011 kN

Qv = 2 x Pv / L
= 2 x 10.011 / 3.500
= 5.721 kN

Vb = 5.721 x 3.500 / 2 = 10.011 kN

Ma = 5.721 x 3.500 / 2 x 3.500 x 2/3 = 23.360 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,3,

Vb = Qmin x 3.500 + (Qb - Qmin) / 2 x 3.500

Ma = Qmin x 3.500^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 3.500^2 / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 4,

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 1.500)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x (χ - 1.500)^2 / 3

여기서, 반력의 작용폭 χ = 3[B/2 - e]

- 설계 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수 단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	138.174	167.765	167.765	535.393	906.730	5.649	76.917
COMB 2	133.777	167.964	167.964	528.047	889.182	7.426	75.215
COMB 3	171.622	186.915	186.915	627.439	1082.407	9.045	70.309
COMB 4	0.000	139.548	139.548	204.942	200.654	178.549	485.973

※ 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는 하중계수를 적용하지 않는다.

- 모멘트 산정 : COMB 4

Mu = (110.046 + 576.581) x 1.000
- (139.548 - 0.000) / 2 x 2.937^2 / 3
= 485.973 kN.m

- 전단력 산정 : COMB 4

Vu = (64.313 + 319.179) x 1.000
- (139.548 - 0.000) / 2 x 2.937
= 178.549 kN

⑥ 기초 설계 단면력

- 전면 저판 (앞굽)

Mu = 44.532 kN.m (COMB 4)

Vu = 62.897 kN.m (COMB 4)

- 후면 저판 (뒷굽)

Mu = 485.973 kN.m (COMB 4)

Vu = 178.549 kN (COMB 4)

※ 뒷굽판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 접속점의 모멘트 평형 조건에 의해 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다. 『도로교 옹벽 표준도 설계기준 (2003)』 P23

→ 설계 모멘트 = 393.626 kN.m

6. 철근량 검토

1) 벽체 설계

① 벽체(H=3.700m)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 30 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.84, Φf = 0.90, Φv = 0.85

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	800.0	720.0	80.0	393.6	246.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 30.00 x a x 1000.000 = 25500.000 x a

T = C 이므로, a = 48.577 mm, c = 48.577 / β1 = 48.577 / 0.84 = 58.107 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 58.107) / 58.107 = 0.03417

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.90 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- ②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1545.059 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.004]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00342 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

ρuse = As / bd = 0.00430

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 49.391 mm

ΦMn = 0.90 x 3096.800 x 400 x (720.00 - a/2) = 775.159 kN.m

≥ Mu (= 393.626 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.969]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √30 x 1000.00 x 720.00 = 558.677 kN

≥ Vu (= 246.720 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - CTC 200

H16 - CTC 200 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - CTC 200

H16 - CTC 200 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 800.0 x 1000.0 = 1600.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

2) 기초 설계

① 기초 앞굽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 30 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.84, Φf = 0.90, Φv = 0.85

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	800.0	720.0	80.0	44.5	62.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 30.00 x a x 1000.000 = 25500.000 x a

T = C 이므로, a = 17.976 mm, c = 17.976 / β1 = 17.976 / 0.84 = 21.503 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 21.503) / 21.503 = 0.09745

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.90 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 172.132 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 6.658]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00342 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

ρuse = As / bd = 0.00159

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 18.278 mm

ΦMn = 0.90 x 1146.000 x 400 x (720.00 - a/2) = 293.273 kN.m

≥ Mu (= 44.532 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.586]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √30 x 1000.00 x 720.00 = 558.677 kN

≥ Vu (= 62.897 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H19 - CTC 250

H19 - CTC 250 = 2292.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 2292.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H19 - CTC 250

H19 - CTC 250 = 2292.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 800.0 x 1000.0 = 1600.000 ㎟ < 2292.000 ㎟ ∴ O.K

② 기초 뒷굽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 30 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.84, Φf = 0.90, Φv = 0.85

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	800.0	720.0	80.0	393.6	178.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 30.00 x a x 1000.000 = 25500.000 x a

T = C 이므로, a = 48.577 mm, c = 48.577 / β1 = 48.577 / 0.84 = 58.107 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 58.107) / 58.107 = 0.03417

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.90 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1545.059 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.004]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00342 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

ρuse = As / bd = 0.00430

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 49.391 mm

ΦMn = 0.90 x 3096.800 x 400 x (720.00 - a/2) = 775.159 kN.m

≥ Mu (= 393.626 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.969]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √30 x 1000.00 x 720.00 = 558.677 kN

≥ Vu (= 178.549 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H19 - CTC 250

H19 - CTC 250 = 2292.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 2292.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H19 - CTC 250

H19 - CTC 250 = 2292.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 800.0 x 1000.0 = 1600.000 ㎟ < 2292.000 ㎟ ∴ O.K

7. 사용성 검토

1) 벽체 설계(H = 3.700 m)

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	54.390	-	1.044	-	56.783	-
2. 옹벽구체(지진시)	54.390	4.188	1.044	1.644	56.783	6.887
3. 상재고정하중(평상시	7.296	27.164	1.337	1.850	9.755	50.253
4. 상재고정하중(지진시	2.666	30.258	1.337	1.850	3.564	55.977
5. 상재활하중	17.025	63.382	1.337	1.850	22.762	117.257
6. 배면토압(평상시)	17.098	63.654	1.391	1.233	23.789	78.506
7. 배면토압(지진시)	6.247	70.904	1.337	1.850	8.353	131.173

※ 옹벽구체는 ③의 값임. 『하중계산』 참조

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+5+6)	95.809	154.200	113.089	246.016
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6)	95.809	154.200	113.089	246.016
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+7)	63.303	105.350	68.700	194.037

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.000D + 1.000H

COMB 2 = 1.000D + 1.000L + 1.000H

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

③ 설계 단면력

- 모멘트 : 246.016 kN.m (COMB 1)
- 전단력 : 154.200 kN (COMB 1)

2) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	147.245	-	1.937	-	285.148	-
2. 옹벽구체(지진시)	147.245	11.338	1.937	1.142	285.148	12.952
3. 뒷채움재(평상시)	319.179	-	3.306	-	1055.350	-
4. 뒷채움재(지진시)	319.179	24.577	3.306	3.103	1055.350	76.265
5. 상재고정하중(평상시	1.290	-	4.957	-	6.395	-
6. 상재고정하중(평상시	13.618	24.513	5.000	3.150	68.091	77.215
7. 상재고정하중(지진시	1.290	-	4.957	-	6.395	-
8. 상재고정하중(지진시	-	36.002	-	3.150	-	113.405
9. 상재활하중	3.010	-	4.957	-	14.921	-
10. 상재활하중	31.776	57.196	5.000	3.150	158.878	180.168
11. 배면토압(평상시)	54.336	97.805	5.000	2.100	271.682	205.391
12. 배면토압(지진시)	-	143.646	-	3.150	-	452.486

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+5+6+10+11)	567.444	179.514	1845.544	462.774
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6+9+10+11)	570.454	179.514	1860.465	462.774
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+7+8+12)	467.714	215.563	1346.893	655.108

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.000D + 1.000H

COMB 2 = 1.000D + 1.000L + 1.000H

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

③ 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	비고
COMB 1	567.444	1382.769	0.063	122.091	104.887	-
COMB 2	570.454	1397.689	0.050	120.918	107.264	-
COMB 3	467.714	691.784	1.021	210.814	0.000	-

※ B : 기초의 폭원 (5.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2

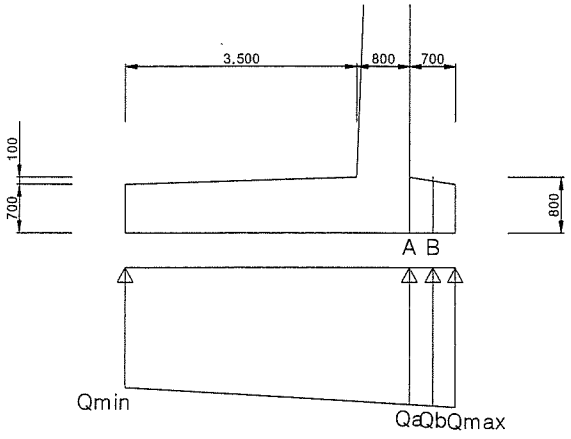
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3

구 분	X(m)	앞굽 벽체		뒷굽 벽체		비고
		거리	Qa(kN)	거리	Qb(kN)	
COMB 1	5.000	0.700	119.682	1.500	116.930	-
COMB 2	5.000	0.700	119.006	1.500	116.822	-
COMB 3	4.437	0.700	177.557	1.500	139.548	-

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = (0.700 x 0.340 + 0.049 x 0.340 / 2) x 24.500 = 6.033 kN

Ma = 0.700 x 0.700 x 24.500 x 0.700 / 2
+ 0.100 x 0.700 x 0.5 x 24.500 x 0.700 / 3 = 4.402 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.340 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.340

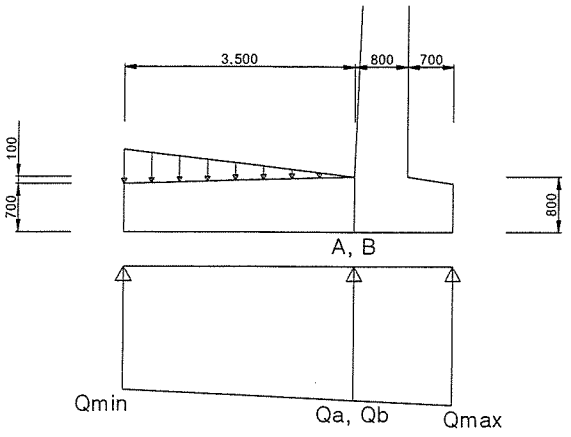
Ma = Qa x 0.700^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 0.700^2 x 2/3

- 설계 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	122.091	119.682	120.921	41.312	29.716	35.279	25.314
COMB 2	120.918	119.006	119.989	40.954	29.469	34.921	25.067
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-

※ 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3)은 고려하지 않는다.

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재 활하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재 고정하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 지반반력에 의한 단면력

  i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,

  $Vb = Qmin \times 3.500 + (Qb - Qmin) / 2 \times 3.500$

  $Ma = Qmin \times 3.500^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 \times 3.500^2 / 3$

  ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 3,

  $Vb = (Qb - Qmin) / 2 \times (\chi - 1.500)$

  $Ma = (Qa - Qmin) / 2 \times (\chi - 1.500)^2 / 3$

  여기서, 반력의 작용폭 $\chi = 3[B/2 - e]$

- 설계 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	104.887	116.930	116.930	388.179	667.019	6.614	43.023
COMB 2	107.264	116.822	116.822	392.149	676.505	5.653	43.943
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-

※ 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3)은 고려하지 않는다.

⑥ 기초 설계 단면력

- 전면 저판 (앞굽)

  Mu = 25.314 kN.m (COMB 1)

  Vu = 35.279 kN.m (COMB 1)

- 후면 저판 (뒷굽)

  Mu = 43.943 kN.m (COMB 2)

  Vu = 6.614 kN (COMB 1)

3) 사용성 검토

① 벽체(H=3.700m)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 246.016 x 1000000 / [3096.800 x (720.000 - 156.327/3)]

= 118.945 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x3096.800)]

= 156.327 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 118.94) - 2.5 x 69.00 = 489.57 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 118.94) = 529.66 mm

Sa는 작은 값인 489.57 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 489.57 mm) ∴ O.K

② 기초 앞굽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 25.314 x 1000000 / [1146.000 x (720.000 - 99.756/3)]

= 32.164 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x1146.000)]

= 99.756 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 32.16) - 2.5 x 70.50 = 2272.12 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 32.16) = 1958.69 mm

Sa는 작은 값인 1958.69 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1958.69 mm) ∴ O.K

③ 기초 뒷굽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 43.943 x 1000000 / [3096.800 x (720.000 - 156.327/3)]

= 21.246 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x3096.800)]

= 156.327 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 21.25) - 2.5 x 69.00 = 3534.12 mm

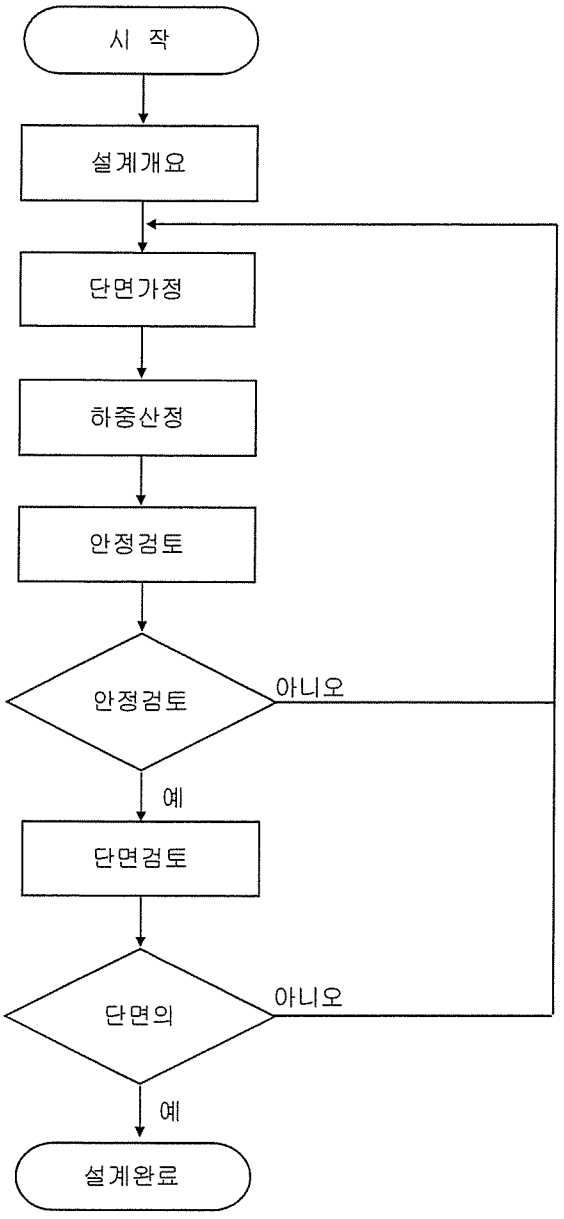
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 21.25) = 2965.29 mm

Sa는 작은 값인 2965.29 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2965.29 mm) ∴ O.K

단면 5:옹벽종점 구조계산서

▣ 설계단계 흐름도



목 차

▣ 해 석 결 과 요 약

■ 안정검토 및 응력검토

■ 단면 휨 설계

■ 사용성 검토

▣ 주철근 조립도

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력

2) 배면토에 의한 토압

3) 상재하중에 의한 부재력

4) 하중조합

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

2) 전도에 대한 안정

3) 활동에 대한 안정

4) 지지력에 대한 안정

5) 기초 중앙 작용력 산정

5. 단 면 설 계

1) 벽체 설계

2) 기초 설계

6. 철 근 량 검 토

1) 벽체 설계

2) 기초 설계

7. 사 용 성 검 토

1) 벽체 설계

2) 기초 설계

3) 사용성 검토

▣ 해석 결과 요약

■ 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	전도에 대한 안정	3959.468	972.978	O.K
	활동에 대한 안정	895.638	288.283	O.K
	지지력에 대한 안정	250.000	199.299	O.K
지진시	전도에 대한 안정	3014.541	1565.341	O.K
	활동에 대한 안정	843.865	375.351	O.K
	지지력에 대한 안정	375.000	356.619	O.K

■ 단면 휨 설계

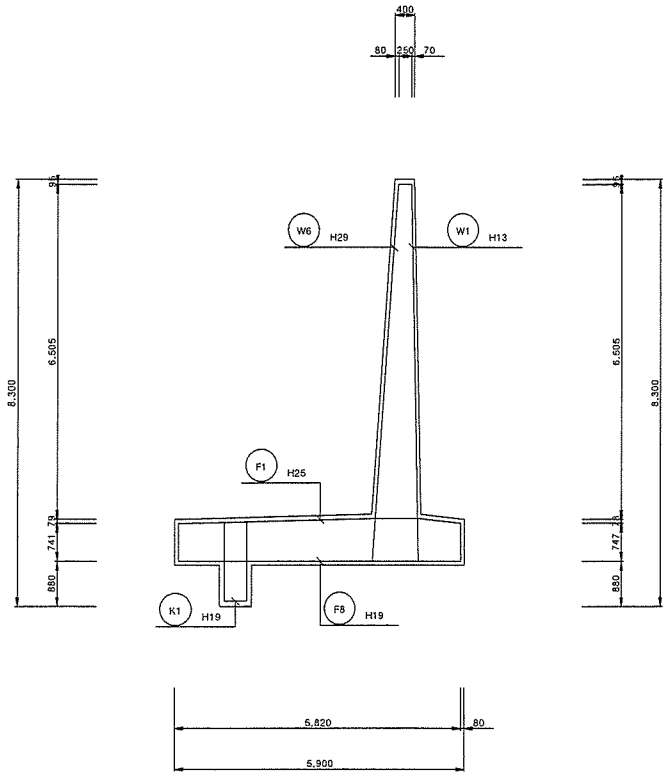
단면위치	깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm^2)	사용철근량 (mm^2)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
기초 앞굽	1000	80	383.0	1146	126.395	375.785	2.973	O.K
기초 뒷굽	1000	80	3040.0	4053.6	980.286	1295.38	1.321	O.K
벽체(H=6.500m)	1000	80	3884.0	5139.2	1242.959	1626.281	1.308	O.K
활동방지벽	650	100	635.0	1146	124.66	223.138	1.79	O.K

■ 사용성 검토

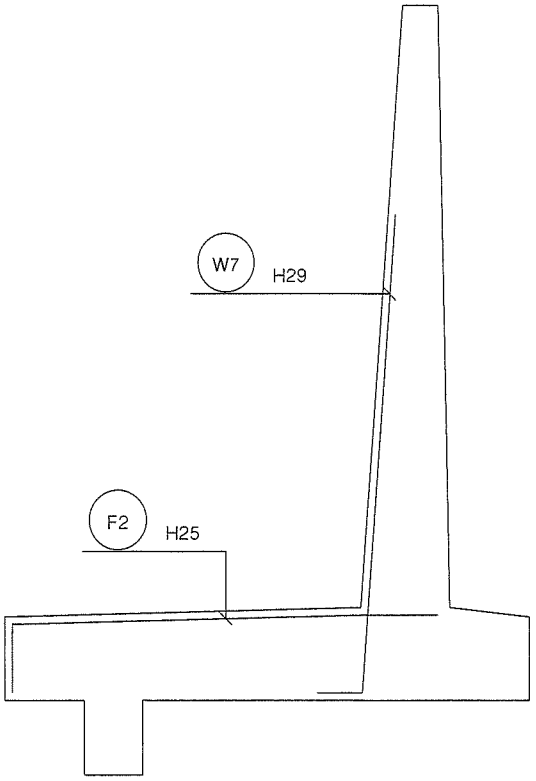
구 분	인장응력(fs,MPa)	철근간격(S,mm)	최대간격(Sa,mm)	비 고
기초 앞굽	66.673	250.000	944.910	O.K
기초 뒷굽	27.184	125.000	2317.568	O.K
벽체(H=6.500m)	190.818	125.000	248.946	O.K
활동방지벽	130.431	250.000	377.519	O.K

▣ 주철근 조립도

① 1 Cycle (CTC = 250)



② 2 Cycle (CTC = 250)



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 옹벽
(2) 옹 벽 높 이 : H = 7.500 M
(3) 옹 벽 총 폭 : B = 5.900 M
(4) 기 초 형 식 : 잡석기초

2) 설계기준 강도

(1) 콘크리트 설계기준 강도 : fck = 30.0 MPa
- 탄성계수 : Ec = 27537.0 MPa
(2) 철근 항복 강도 (SD400) : fy = 400.0 MPa
- 탄성계수 : Es = 200000.0 MPa

3) 작용하중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 24.500 kN/m³
(2) 상 재 하 중 : ql = 15.000 kN/m

4) 뒷채움 재료

(1) 뒷채움재의 단위중량 : $\gamma s1$ = 19.000 kN/m³
(2) 뒷채움재의 내부마찰각 : $\Phi 1$ = 30.000 °
(3) 뒷채움재의 경사각 : α = 29.055 °
(4) 뒷채움재의 성토높이 : H = 1.000 m

5) 지반조건

(1) 기초지반의 단위중량 : $\Phi 1$ = 20.000 kN/m³
(2) 기초지반의 N치 : N = 15.0
(3) 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi 2$ = 30.000 ° {$\Phi 2 = \sqrt{15N + 15}$}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 최대 허용지지력 : Qa = 250.00 kN/m²
(6) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.364 ; TAN(⅔ · $\Phi 2$) : 흙과 콘크리트

6) 지진계수

(1) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수
- 내진 등급 : 붕괴방지 I등급 - 위험도 계수 : 1.400
- 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

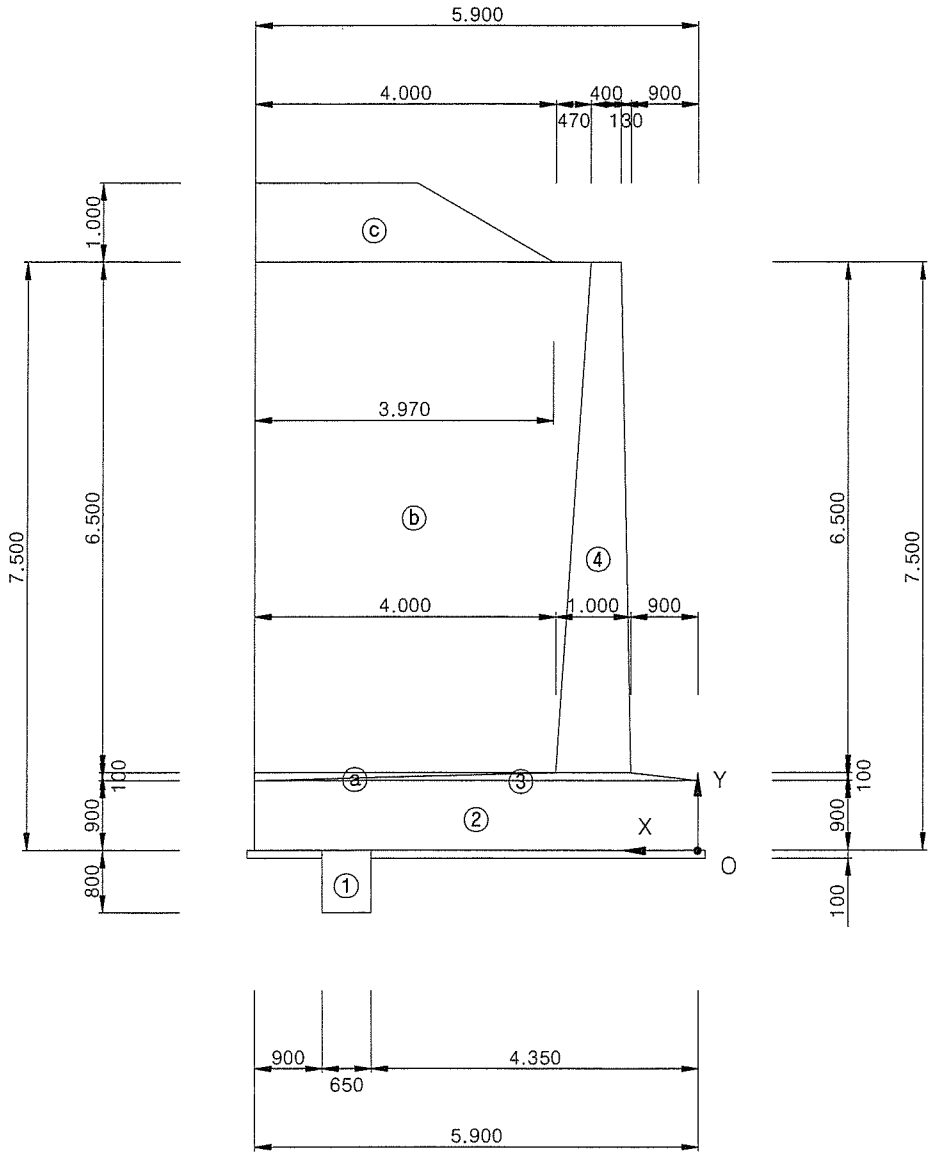
7) 설 계 방 법

(1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
(2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

8) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
(2) 도로교 설계기준 : 건설 교통부 (2005)
(3) 도로설계 편람 : 건설 교통부 (2000)
(4) 도로설계 요령 : 한국도로공사 (2002)
(5) 도로옹벽표준도 : 건설 교통부 (2003)
(6) 구조물기초설계기준 : 건설 교통부 (2003)
(7) 철도설계기준(노반편) : 대한토목학회 (2004)

2. 단 면 가 정


5.900
4.000
400
900
470
130
1.000
ⓒ
3.970
ⓑ
④
6.500
7.500
4.000
1.000
900
100
ⓐ
③
Y
900
②
X
800
①
O
900
4.350
650
5.900

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	면적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^2		kN/m^3	kN	kN
옹벽구체	①	0.650 × 0.800	= 0.520	24.500	12.74	0.981
	②	5.900 × 0.900	= 5.310	24.500	130.095	10.017
	③	3.450 × 0.100	= 0.345	24.500	8.453	0.651
	④	0.700 × 6.500	= 4.550	24.500	111.475	8.584
	소계		= 10.725		262.762	20.233
배면토	ⓐ	4.000 × 0.100 × 1/2	= 0.200	19.000	3.8	0.293
	ⓑ	4.235 × 6.500	= 27.528	19.000	523.023	40.273
	ⓒ	3.070 × 1.000	= 3.070	19.000	58.33	4.491
	소계		= 30.798		585.153	45.057
총 계					847.915	65.289

※ 수평력(지진시 관성력) Hi = Kh × Vi (Kh = A/2 = 0.077)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
옹벽구체	①	4.675	0.4	59.559	0.392
	②	2.950	0.45	383.780	4.508
	③	2.358	0.938	19.935	0.611
	④	1.327	3.786	147.943	32.495
	소 계			611.218	38.006
배면토	ⓐ	4.567	0.967	17.353	0.283
	ⓑ	3.780	4.31	1977.196	173.58
	ⓒ	4.321	7.951	252.045	35.712
	소 계			2246.595	209.575
총 계				2857.813	247.58

③ 합력의 작용위치 산정

- 옹벽구체 : X = 611.218 / 262.762 = 2.326 m
  Y = 38.006 / 20.233 = 1.878 m
- 뒷채움재 : X = 2246.595 / 585.153 = 3.839 m
  Y = 209.575 / 45.057 = 4.651 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

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

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

ω = 가정한 가상파괴면과 수평면이 이루는 각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 조건), A=0.154

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	30.000	30.000	30.000	30.000
α	29.055	29.055	29.055	29.055
β	-	4.136	-	4.136
δ	29.055	10.000	0.000	0.000
Θ	-	-	4.403	4.403
Kh	-	-	0.077	0.077
ω	54.500	57.500	56.500	56.000
토압계수	0.297	0.416	0.381	0.498

※ 배면토사의 성토각(α)이 내부마찰각(Φ)보다 큰 경우이므로 시행쐐기를 적용한다.

Mononobe-Okabe : 90도 ≤ β+α+Θ 혹은 Φ < α+Θ인 경우이므로 시행쐐기를 적용한다.

② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 8.500 m)

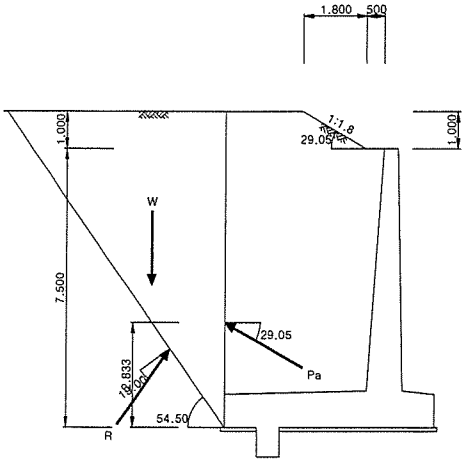
ϕ = 뒷채움흙의 내부마찰각 = 30.000°

α = 뒷채움흙의 경사각 = 29.055°

β = 벽 뒷면과 연직면이 이루는 각 = 0.000°

δ = 벽면마찰각 = 29.055°

Ka = 토압계수 (평상시) = 0.297°



$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma \cdot H^2}$$

쐐기각(ω)	쐐기면적(A)	쐐기중량(W)	Pa(kN)	Ka
52.50	27.7197	526.6741	202.8755	0.29558
53.00	27.2221	517.2207	203.2279	0.29609
53.50	26.7311	507.8908	203.4764	0.29645
54.00	26.2463	498.6806	203.6235	0.29667
54.50	25.7677	489.5865	203.6714	0.29673
55.00	25.2950	480.6049	203.6221	0.29666
55.50	24.8280	471.7325	203.4775	0.29645
56.00	24.3666	462.9658	203.2396	0.29611
56.50	23.9106	454.3017	202.9101	0.29563

Pa = sin(ω-Φ) / cos(ω-Φ-β-δ) x W

= sin(54.500 - 30.000) / cos(54.500 - 30.000 - 0.000 - 29.055) x 489.587

= 203.671 kN

Ph = 203.671 x cos (29.055+0.000)

= 178.041 kN

Pv = 203.671 x sin (29.055+0.000)

= 98.912 kN

작용위치 : x = 5.900 m, y = H/3 = 8.500 / 3 = 2.833 m

- 지진시 토압 (H = 8.500 m)

ϕ = 뒷채움흙의 내부마찰각 = 30.000°

α = 뒷채움흙의 경사각 = 29.055°

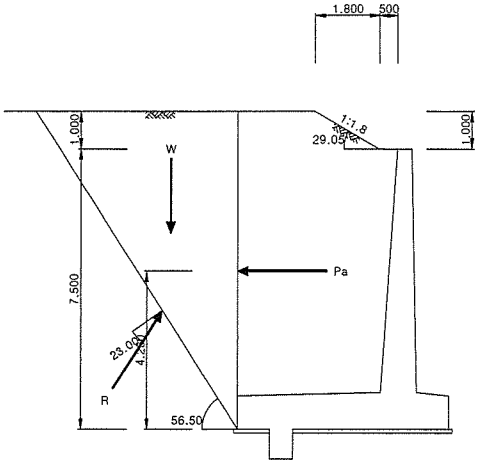
β = 벽 뒷면과 연직면이 이루는 각 = 0.000°

δ = 벽면마찰각 = 0.000°

Kae = 토압계수 (지진시) = 0.381°

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0 = 4.403°

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 조건), A=0.154



$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma \cdot H^2}$$

쐐기각(ω)	쐐기면적(A)	쐐기중량(W)	Pa(kN)	Ka
54.50	25.7677	489.5865	260.8156	0.37999
55.00	25.2950	480.6049	261.1163	0.38043
55.50	24.8280	471.7325	261.3282	0.38074
56.00	24.3666	462.9658	261.4519	0.38092
56.50	**23.9106**	**454.3017**	**261.4877**	**0.38097**
57.00	23.4598	445.7371	261.4362	0.38089
57.50	23.0142	437.2691	261.2976	0.38069
58.00	22.5734	428.8947	261.0722	0.38036
58.50	22.1374	420.6111	260.7603	0.37991

Pa = sin(ω-Φ+Θ) / cos(ω-Φ-β-δ) / cosΘ x W

= sin(56.500 - 30.000 + 4.403) / cos(56.500 - 30.000 - 0.000 - 0.000)

/ cos4.403 x 454.302

= 261.488 kN

Ph = 261.488 x cos (0.000+0.000)

= 261.488 kN

Pv = 261.488 x sin (0.000+0.000)

= 0.000 kN

작용위치 : x = 5.900 m, y = H/2 = 8.500 / 2 = 4.250 m

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.500 m)

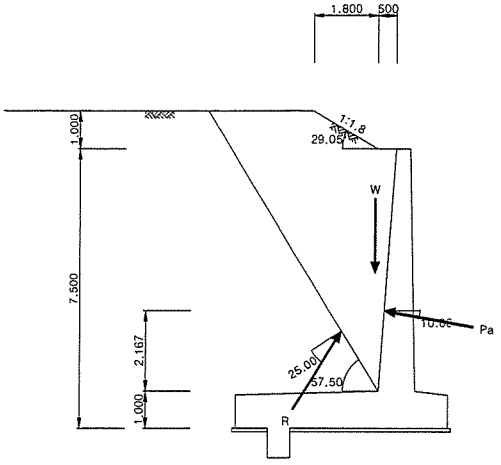
ϕ = 뒷채움흙의 내부마찰각 = 30.000°

α = 뒷채움흙의 경사각 = 29.055°

β = 벽 뒷면과 연직면이 이루는 각 = 4.136°

δ = 벽면마찰각 = 10.000°

Ka = 토압계수 (평상시) = 0.416°



$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma \cdot H^2}$$

쐐기각(ω)	쐐기면적(A)	쐐기중량(W)	Pa(kN)	Ka
55.50	19.9273	378.6183	166.2590	0.41422
56.00	19.5681	371.7930	166.5411	0.41493
56.50	19.2130	365.0476	166.7511	0.41545
57.00	18.8621	358.3797	166.8899	0.41580
57.50	18.5151	351.7869	166.9583	0.41597
58.00	18.1720	345.2671	166.9572	0.41596
58.50	17.8325	338.8179	166.8872	0.41579
59.00	17.4967	332.4374	166.7489	0.41544
59.50	17.1644	326.1234	166.5430	0.41493

Pa = sin(ω-Φ) / cos(ω-Φ-β-δ) x W

= sin(57.500 - 30.000) / cos(57.500 - 30.000 - 4.136 - 10.000) x 351.787

= 166.958 kN

Ph = 166.958 x cos (10.000+4.136)

= 161.903 kN

Pv = 166.958 x sin (10.000+4.136)

= 40.775 kN

작용위치 : x = 1.743 m, y = H/3 = 2.167 m

- 지진시 토압 (H = 6.500 m)

ϕ = 뒷채움흙의 내부마찰각 = 30.000°

α = 뒷채움흙의 경사각 = 29.055°

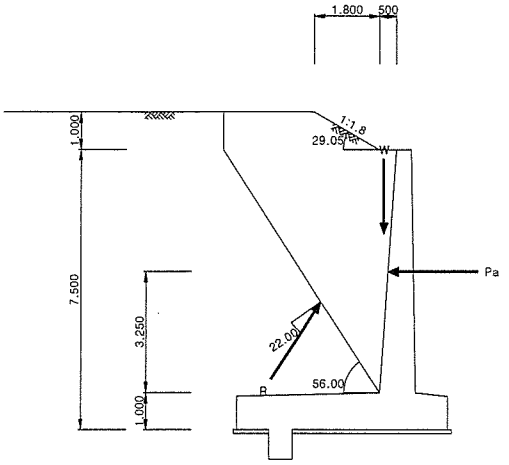
β = 벽 뒷면과 연직면이 이루는 각 = 4.136°

δ = 벽면마찰각 = 0.000°

Kae = 토압계수 (지진시) = 0.498°

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0 = 4.403°

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 조건), A=0.154



$$K_a = \frac{2P_a}{\gamma \cdot H^2}$$

쐐기각(ω)	쐐기면적(A)	쐐기중량(W)	Pa(kN)	Ka
54.00	20.6682	392.6965	199.1999	0.49629
54.50	20.3022	385.7422	199.4588	0.49694
55.00	19.9407	378.8739	199.6508	0.49742
55.50	19.5836	372.0891	199.7763	0.49773
56.00	**19.2308**	**365.3852**	**199.8360**	**0.49788**
56.50	18.8821	358.7597	199.8304	0.49786
57.00	18.5374	352.2103	199.7600	0.49769
57.50	18.1966	345.7348	199.6250	0.49735
58.00	17.8595	339.3308	199.4259	0.49686

Pa = sin(ω-Φ+Θ) / cos(ω-Φ-β-δ) / cosΘ x W

= sin(56.000 - 30.000 + 4.403) / cos(56.000 - 30.000 - 4.136 - 0.000) x 365.385

= 199.836 kN

Ph = 199.836 x cos (0.000+4.136)

= 199.316 kN

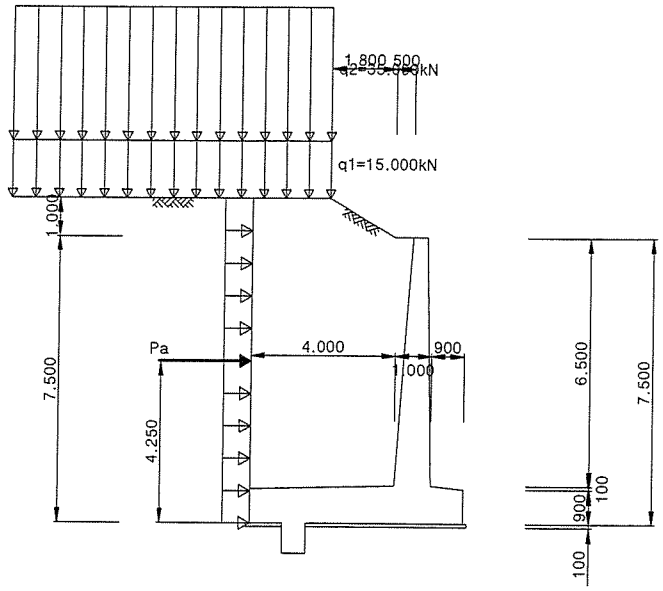
Pv = 199.836 x sin (0.000+4.136)

= 14.412 kN

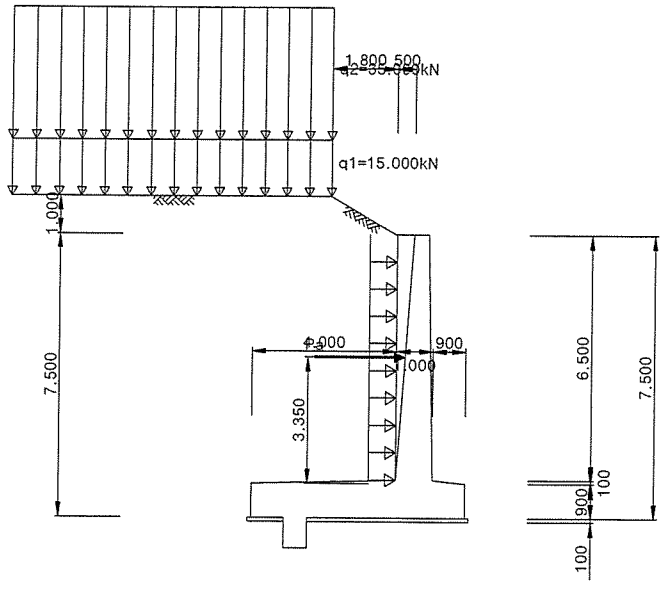
작용위치 : x = 1.665 m, y = H/2 = 3.250 m

3) 상재하중에 의한 부재력

- 안정검토시



- 단면검토시



① 상재고정하중(평상시)

- 안정 검토시 (H = 8.500 m)

  Pa = Ka x q x H = 0.297 x 15.000 x 8.500

  = 37.834 kN

  Ph = 37.834 x cos (29.055+0.000) = 33.073 kN

  Pv = 37.834 x sin (29.055+0.000) = 18.374 kN

  작용위치 : x = 5.900 m, y = H/2 = 4.250 m

- 안정 검토시 : 연직하중

  Pa = q x L = 15.000 x 2.170

  = 32.550 kN

  작용위치 : x = 4.815 m, y = H/2 = 0.000 m

- 단면 검토시 (H = 6.500 m)

  Pa = Ka x q x H = 0.416 x 15.000 x 6.500

  = 40.557 kN

  Ph = 40.557 x cos (10.000+4.136) = 39.329 kN

  Pv = 40.557 x sin (10.000+4.136) = 9.905 kN

  작용위치 : x = 1.665 m, y = H/2 = 3.250 m

② 상재고정하중(지진시)

- 안정 검토시 (H = 8.500 m)

  Pa = Kae x q x H = 0.381 x 15.000 x 8.500

  = 48.574 kN

  Ph = 48.574 x cos (0.000+0.000) = 48.574 kN

  Pv = 48.574 x sin (0.000+0.000) = 0.000 kN

  작용위치 : x = 5.900 m, y = H/2 = 4.250 m

- 안정 검토시 : 연직하중

  Pa = q x L = 15.000 x 2.170

  = 32.550 kN

  작용위치 : x = 4.815 m, y = H/2 = 0.000 m

- 단면 검토시 (H = 6.500 m)

  Pa = Ka x q x H = 0.498 x 15.000 x 6.500

  = 48.543 kN

  Ph = 48.543 x cos (0.000+4.136) = 48.417 kN

  Pv = 48.543 x sin (0.000+4.136) = 3.501 kN

  작용위치 : x = 1.665 m, y = H/2 = 3.250 m

③ 상재활하중

- 안정 검토시 (H = 8.500 m)

Pa = Ka x q x H = 0.297 x 35.000 x 8.500

= 88.279 kN

Ph = 88.279 x cos (29.055+0.000) = 77.169 kN

Pv = 88.279 x sin (29.055+0.000) = 42.872 kN

작용위치 : x = 5.900 m, y = H/2 = 4.250 m

- 안정 검토시 : 연직하중

Pa = q x L = 35.000 x 2.170

= 75.950 kN

작용위치 : x = 4.815 m

- 단면 검토시 (H = 6.500 m)

Pa = Ka x q x H = 0.416 x 35.000 x 6.500

= 94.632 kN

Ph = 94.632 x cos (10.000+4.136) = 91.767 kN

Pv = 94.632 x sin (10.000+4.136) = 23.111 kN

작용위치 : x = 1.665 m, y = H/2 = 3.250 m

4) 하중조합

① 사용하중 조합

구 분	고정하중	활하중	토압	지진하중
COMB 1	1.000		1.000	
COMB 2	1.000	1.000	1.000	
COMB 3	1.000		1.000	1.000

② 계수하중 조합

구 분	고정하중	활하중	토압	지진하중
COMB 1	1.350	1.850	1.600	
COMB 2	1.350		1.600	
COMB 3	1.600	1.600	1.600	
COMB 4	1.000		1.000	1.000

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	262.762	-	2.326	-	611.218	-
2. 옹벽구체(지진시)	262.762	20.233	2.326	1.878	611.218	38.006
3. 뒷채움재(평상시)	585.153	-	3.839	-	2246.595	-
4. 뒷채움재(지진시)	585.153	45.057	3.839	4.651	2246.595	209.575
5. 상재고정하중(평상시	32.550	-	4.815	-	156.728	-
6. 상재고정하중(평상시	18.374	33.073	5.900	4.250	108.405	140.559
7. 상재고정하중(지진시	32.550	-	4.815	-	156.728	-
8. 상재고정하중(지진시	-	48.574	-	4.250	-	206.438
9. 상재활하중	75.950	-	4.815	-	365.699	-
10. 상재활하중	42.872	77.169	5.900	4.250	252.944	327.970
11. 배면토압(평상시)	98.912	178.041	5.900	2.833	583.578	504.449
12. 배면토압(지진시)	-	261.488	-	4.250	-	1111.323

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+5+6+10+11)	1040.623	288.283	3959.468	972.978
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6+9+10+11)	1116.573	288.283	4325.167	972.978
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+7+8+12)	880.465	375.352	3014.541	1565.342

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.000D + 1.000H

COMB 2 = 1.000D + 1.000L + 1.000H

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

2) 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비 고
COMB 1	3959.468	972.978	1040.623	4.069	0.080	0.983	O.K
COMB 2	4325.167	972.978	1116.573	4.445	-0.052	0.983	O.K
COMB 3	3014.541	1565.342	880.465	1.926	1.304	1.967	O.K

註) B : 기초의 폭원 (5.900m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr / Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시)

3) 활동에 대한 안정

직접기초바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

활동방지벽을 둔경우 전단저항력은 활동방지벽의 선단을통하는 기초바닥면과 평행한 면을 따라 전단저항력을 산출하는것으로 한다.이 전단면을 가상의 기초바닥면으로 간주한다.

$Hk = (q3+q4) \times Kp \times l / 2 + (q1+q4) \times B1 \times \tan\Phi b / 2 + (q3+q2) \times B3 \times \tan\Phi b / 2$

여기서 Hk : 활동방지벽 설치후의 활동저항력(kN)

l : 활동방지벽의 길이(m)

q : 지반반력의 크기(kN/m²)

Φb : 옹벽기초하부지반의 내부마찰각(도)

B1 : 마찰저항구간 (B1 = 2.964 m)

B2 : 수동토압저항구간 (B2 = 1.386 m)

B3 : 마찰저항구간 (B3 = 1.550 m)

Kp : 수동토압계수 (= $\tan^2$ (45 + 30.000/2) = 3.000

구 분	q1	q4	q3	q2	Hk(kN)	H(kN)	S.F	허용값	비 고
COMB 1	190.742	176.307	169.559	162.011	895.638	288.283	3.107	1.500	O.K
COMB 2	179.2	189.298	194.019	199.299	970.582	288.283	3.367	1.500	O.K
COMB 3	356.619	177.442	93.688	0	843.865	375.352	2.248	1.200	O.K

註) Φb = [15 + √15N] x 2/3 = 20.000, N = 15 [도로설계편람 509-22]

$\tan\Phi b = \tan(20.000) = 0.364$, Cb = 0.0 kN/m²

$\tan\Phi = \tan(30.000) = 0.577$

S.F = Hk / H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시)

4) 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비 고
COMB 1	1040.623	2986.490	0.080	190.743	162.011	250.000	O.K
COMB 2	1116.573	3352.189	-0.052	179.201	199.298	250.000	O.K
COMB 3	880.465	1449.199	1.304	356.619	0.000	375.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (5.900m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3

5) 기초 중앙작용력 산정

① 기초중앙에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

$e = B/2 - \sum M/\sum V$

$Mc = V \times e$

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+5+6+10+11)	1040.623	3959.468	972.978	83.348
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6+9+10+11)	1116.573	4325.167	972.978	-58.299
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+7+8+12)	880.465	3014.541	1565.342	1148.173

③ 지반의 허용연직지지력 : Terzaghi식 사용

$Qu = A' [\alpha\ c\ Nc + q\ Nq + \beta\ r1\ B'\ Nr]$

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력(kN)

c : 지반의 점착력 (kN/m^2)

A' : 유효재하면적(m^2)

q : 상재하중(kN/m^2), $q = r2 \times Df$

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량(kN/m^3)
다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭(m), $B' = B - 2eB$

B : 기초의 폭(m)

eB : 하중의 편심량(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

α, β : 기초의 형상계수 (연속, $\alpha = 1.0$, $\beta = 0.5$)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc = 37.162, Nq = 22.456, Nr = 19.726

c = 0.000 kN/m^2 r1 = 20.000 kN/m^3 r2 = 20.000 kN/m^3

Df = 1.000 m B = 5.900 m q = 20.000 kN/m^2

$\Phi = 15 + \sqrt{15N} = 30.000$, N = 15

$Nq = a^2 / (2\cos^2 (45+\Phi/2))$, $a = \exp(0.75\pi-\Phi/2) \tan\Phi = 22.456$

$Nc = (Nq-1) \cot\Phi = 37.162$

$Nr = \tan\Phi/2 \times (Kpr/\cos^2 \Phi - 1) = 19.726$

구 분	eB	B'	A'	Qu(kN)	Qa(kN)	SF
COMB 1	0.080	5.740	5.740	9076.710	250.000	3
COMB 2	-0.052	6.004	6.004	9808.577	250.000	3
COMB 3	1.304	3.292	3.292	3616.079	375.000	2

註) Qa = Qu/A'/SF, 『구조물 기초설계기준 해설 2003년』 p189 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서 $\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 140000.000 x (√(5.900 x 1.000) / 0.3)^-¾) = 29167.442 kN/m³

$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$

Kvo = 1/0.3*α*Eo = 1/0.3 x 1.000 x 42000.000 = 140000.00 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 1.000 m)

B : 확대기초의 폭 (= 5.900 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27537000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

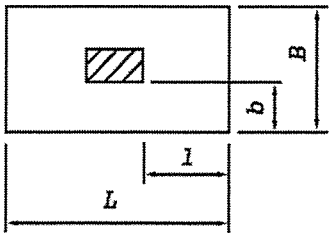
β = ⁴√[(3 x 29167.442) / (27537000.000 x 1.000³)] = 0.237 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽변화확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000, 2.950) = 2.950

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 2.950, 뒷굽기준으로 검토



βλ = 0.237 x 2.950 = 0.700 ≤ 1.0, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 벽체 설계(H = 6.500 m)

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	111.475	-	1.327	-	147.943	-
2. 옹벽구체(지진시)	111.475	8.584	1.327	2.786	147.943	23.911
3. 상재고정하중(평상시	9.905	39.329	1.665	3.250	16.491	127.818
4. 상재고정하중(지진시	3.501	48.417	1.665	3.250	5.829	157.354
5. 상재활하중	23.111	91.767	1.665	3.250	38.480	298.242
6. 배면토압(평상시)	40.775	161.903	1.743	2.167	71.084	350.789
7. 배면토압(지진시)	14.412	199.316	1.665	3.250	23.996	647.776

※ 옹벽구체는 ④의 값임. 『하중계산』 참조

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6)	268.557	468.798	401.411	1242.958
COMB 2	고정하중+토압(1+3+5+6)	268.557	468.798	401.411	1242.958
COMB 3	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6)	296.426	468.798	438.397	1242.958
COMB 4	고정하중+토압+지진하중(2+4+7)	129.388	256.317	177.768	829.041

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.350D + 1.850L + 1.600H

COMB 2 = 1.350D + 1.600H

COMB 3 = 1.600D + 1.600L + 1.600H

COMB 4 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

③ 설계 단면력

- 모멘트 : 1242.959 kN.m (COMB 1)
- 전단력 : 468.797 kN (COMB 1)

2) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	262.762	-	2.326	-	611.218	-
2. 옹벽구체(지진시)	262.762	20.233	2.326	1.878	611.218	38.006
3. 뒷채움재(평상시)	585.153	-	3.839	-	2246.595	-
4. 뒷채움재(지진시)	585.153	45.057	3.839	4.651	2246.595	209.575
5. 상재고정하중(평상시	32.550	-	4.815	-	156.728	-
6. 상재고정하중(평상시	18.374	33.073	5.900	4.250	108.405	140.559
7. 상재고정하중(지진시	32.550	-	4.815	-	156.728	-
8. 상재고정하중(지진시	-	48.574	-	4.250	-	206.438
9. 상재활하중	75.950	-	4.815	-	365.699	-
10. 상재활하중	42.872	77.169	5.900	4.250	252.944	327.970
11. 배면토압(평상시)	98.912	178.041	5.900	2.833	583.578	504.449
12. 배면토압(지진시)	-	261.488	-	4.250	-	1111.323

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6+9+10+11)	1585.388	461.253	6258.057	1556.765
COMB 2	고정하중+토압(1+3+5+6+10+11)	1444.881	461.253	5581.514	1556.765
COMB 3	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6+9+10+11)	1786.517	461.253	6920.267	1556.765
COMB 4	고정하중+토압+지진하중(2+4+7+8+12)	880.465	375.352	3014.541	1565.342

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.350D + 1.850L + 1.600H

COMB 2 = 1.350D + 1.600H

COMB 3 = 1.600D + 1.600L + 1.600H

COMB 4 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

③ 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	비고
COMB 1	1585.387	4701.293	-0.015	264.504	272.916	-
COMB 2	1444.879	4024.749	0.164	285.856	203.933	-
COMB 3	1786.515	5363.503	-0.052	286.721	318.878	-
COMB 4	880.465	1449.200	1.304	356.619	0.000	-

※ B : 기초의 폭원 (5.900m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,3

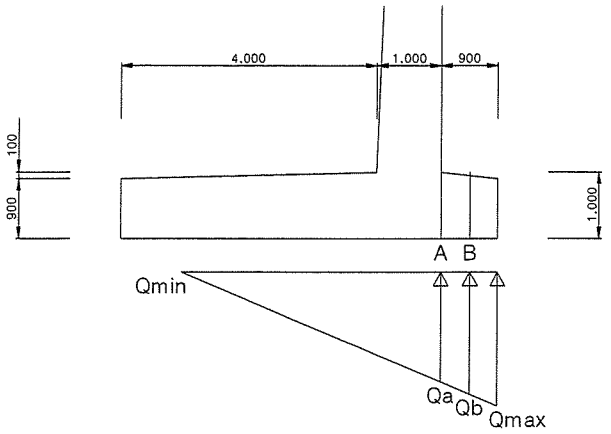
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 4

구 분	X(m)	앞굽 벽체		뒷굽 벽체		비고
		거리	Qa(kN)	거리	Qb(kN)	
COMB 1	5.900	0.900	265.787	1.900	267.213	-
COMB 2	5.900	0.900	273.359	1.900	259.474	-
COMB 3	5.900	0.900	291.626	1.900	297.076	-
COMB 4	4.938	0.900	291.620	1.900	219.398	-

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = (0.900 x 0.440 + 0.049 x 0.440 / 2) x 24.500 = 9.966 kN

Ma = 0.900 x 0.900 x 24.500 x 0.900 / 2
+ 0.100 x 0.900 x 0.5 x 24.500 x 0.900 / 3 = 9.261 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.440 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.440

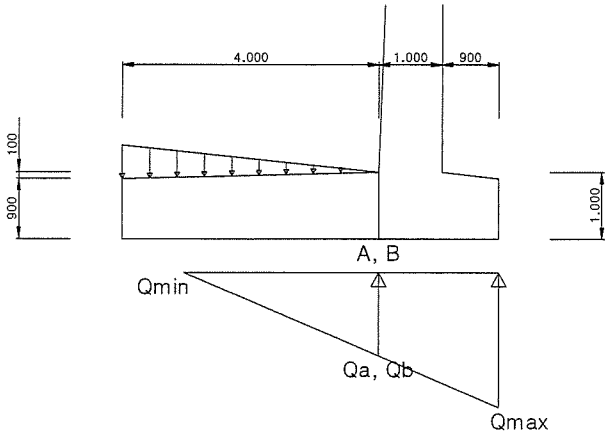
Ma = Qa x 0.900^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 0.900^2 x 2/3

- 설계 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	264.504	265.787	265.131	116.664	107.297	103.210	94.795
COMB 2	285.856	273.359	279.747	124.433	114.085	110.979	101.582
COMB 3	286.721	291.626	289.119	127.236	116.784	111.291	101.966
COMB 4	356.619	291.620	324.842	149.921	135.656	139.956	126.395

※ 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는 하중계수를 적용하지 않는다.

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb	= (0.900 x 4.000 + 0.100 x 4.000 / 2) x 24.500	=	93.100	kN
Ma	= 0.900 x 4.000 x 24.500 x 4.000 / 2			
	+ 0.100 x 4.000 x 0.5 x 24.500 x 4.000 / 3	=	182.933	kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb	= 585.153 kN 『작용하중 집계표』 참조	=	585.153	kN
Ma	= 585.153 x (3.839 - 1.900)	=	1134.805	kN.m

- 상재 고정하중에 의한 단면력

Vb	= 15.000 x 2.170	=	32.550	kN
Ma	= 32.550 x 1.085	=	35.317	kN.m

- 상재 활하중에 의한 단면력

Vb	= 35.000 x 2.170	=	75.950	kN
Ma	= 75.950 x (4.815 - 1.900)	=	221.394	kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ
= 1/2 x 0.297 x 19.000 x 6.500^2 x sin(10.000+4.136)
= 29.087 kN

Qv = 2 x Pv / L
= 2 x 29.087 / 4.000
= 14.544 kN

Vb	= 14.544 x 4.000 / 2	=	29.087	kN
Ma	= 14.544 x 4.000 / 2 x 4.000 x 2/3	=	77.565	kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,3,

Vb = Qmin x 4.000 + (Qb - Qmin) / 2 x 4.000

Ma = Qmin x 4.000^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 4.000^2 / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 4,

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 1.900)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x (χ - 1.900)² / 3

여기서, 반력의 작용폭 χ = 3[B/2 - e]

- 설계 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수 단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	272.916	267.213	267.213	1080.256	2168.117	66.374	192.191
COMB 2	203.933	259.474	259.474	926.815	1779.576	79.307	171.153
COMB 3	318.878	297.076	297.076	1231.908	2492.885	73.435	150.338
COMB 4	0.000	219.398	219.398	333.249	337.453	345.004	980.286

※ 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는 하중계수를 적용하지 않는다.

- 모멘트 산정 : COMB 4

Mu = (182.933 + 1134.805) x 1.000
- (219.398 - 0.000) / 2 x 3.038² / 3
= 980.286 kN.m

- 전단력 산정 : COMB 4

Vu = (93.100 + 585.153) x 1.000
- (219.398 - 0.000) / 2 x 3.038
= 345.004 kN

⑥ 기초 설계 단면력

- 전면 저판 (앞굽)

Mu = 126.395 kN.m (COMB 4)

Vu = 139.956 kN.m (COMB 4)

- 후면 저판 (뒷굽)

Mu = 980.286 kN.m (COMB 4)

Vu = 345.004 kN (COMB 4)

3) 활동방지벽 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	262.762	-	2.326	-	611.218	-
2. 옹벽구체(지진시)	262.762	20.233	2.326	1.878	611.218	38.006
3. 뒷채움재(평상시)	585.153	-	3.839	-	2246.595	-
4. 뒷채움재(지진시)	585.153	45.057	3.839	4.651	2246.595	209.575
5. 상재고정하중(평상시	32.550	-	4.815	-	156.728	-
6. 상재고정하중(평상시	18.374	33.073	5.900	4.250	108.405	140.559
7. 상재고정하중(지진시	32.550	-	4.815	-	156.728	-
8. 상재고정하중(지진시	-	48.574	-	4.250	-	206.438
9. 상재활하중	75.950	-	4.815	-	365.699	-
10. 상재활하중	42.872	77.169	5.900	4.250	252.944	327.970
11. 배면토압(평상시)	98.912	178.041	5.900	2.833	583.578	504.449
12. 배면토압(지진시)	-	261.488	-	4.250	-	1111.323

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6+9+10+11)	1585.388	461.253	6258.057	1556.765
COMB 2	고정하중+토압(1+3+5+6+10+11)	1444.881	461.253	5581.514	1556.765
COMB 3	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6+9+10+11)	1786.517	461.253	6920.267	1556.765
COMB 4	고정하중+토압+지진하중(2+4+7+8+12)	880.465	375.352	3014.541	1565.342

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.350D + 1.850L + 1.600H

COMB 2 = 1.350D + 1.600H

COMB 3 = 1.600D + 1.600L + 1.600H

COMB 4 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

$Ht = c \times B1 + V_1 \times (\tan\Phi - \tan\Phi b) + V_2 \times \tan\Phi b \times Hb / Hu$

여기서 Ht : 활동방지벽에 가해지는 수평력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m^2)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(도)

B' : 유효재하폭(m). $B' = B - 2 \times e$

B1 : 유효재하폭 중의 활동방지벽 전면의 폭

B2 : 유효재하폭 중의 활동방지벽의 폭

B3 : 유효재하폭 중의 활동방지벽 후면의 폭

V1 : B1에 작용하는 연직하중 (kN). 단, $V1 = V \times B1/B'$

V2 : B2에 작용하는 연직하중 (kN). 단, $V2 = V \times B2/B'$

V3 : B3에 작용하는 연직하중 (kN). 단, $V3 = V \times B3/B'$

Hu : 기초바닥면에 있어서의 전단저항력 (kN)

Hb : 기초바닥면에 작용하는 수평력 (kN)

단, 작용위치는 지지지반에 관입된 부분의 활동방지벽 부분의 중앙점으로 한다.

③ 단면력 산정

구 분	V(kN)	B'(m)	Hb(kN)	Hu(kN)	Ht(kN)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	1585.387	5.931	461.253	822.161	283.603	283.603	113.441
COMB 2	1444.879	5.571	461.253	766.627	277.651	277.651	111.060
COMB 3	1786.515	6.004	461.253	915.100	311.651	311.651	124.660
COMB 4	880.465	3.292	375.351	508.337	187.874	187.874	75.149

6. 철근량 검토

1) 벽체 설계

① 벽체(H=6.500m)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 30 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.84, Φf = 0.90, Φv = 0.85

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1000.0	920.0	80.0	1243.0	468.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 30.00 x a x 1000.000 = 25500.000 x a

T = C 이므로, a = 80.615 mm, c = 80.615 / β1 = 80.615 / 0.84 = 96.429 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 96.429) / 96.429 = 0.02562

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.90 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3883.630 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.323]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00342 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

ρuse = As / bd = 0.00559

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 81.965 mm

ΦMn = 0.90 x 5139.200 x 400 x (920.00 - a/2) = 1626.281 kN.m

≥ Mu (= 1242.959 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.308]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √30 x 1000.00 x 920.00 = 713.865 kN

≥ Vu (= 468.797 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - CTC 200

H16 - CTC 200 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1000.0 x 1000.0 = 1500.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - CTC 200

H16 - CTC 200 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 1000.0 = 2000.000 ㎟ > 1986.000 ㎟

필요철근량이 1800㎟보다 작은경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

2) 기초 설계

① 기초 앞굽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 30 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.84, Φf = 0.90, Φv = 0.85

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1000.0	920.0	80.0	126.4	140.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 30.00 x a x 1000.000 = 25500.000 x a

T = C 이므로, a = 17.976 mm, c = 17.976 / β1 = 17.976 / 0.84 = 21.503 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 21.503) / 21.503 = 0.12535

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.90 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 382.898 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.993]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00342 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

ρuse = As / bd = 0.00125

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 18.278 mm

ΦMn = 0.90 x 1146.000 x 400 x (920.00 - a/2) = 375.785 kN.m

≥ Mu (= 126.395 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.973]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √30 x 1000.00 x 920.00 = 713.865 kN

≥ Vu (= 139.956 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H19 - CTC 250

H19 - CTC 250 = 2292.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1000.0 x 1000.0 = 1500.000 ㎟ < 2292.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H19 - CTC 250

H19 - CTC 250 = 2292.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 1000.0 = 2000.000 ㎟ < 2292.000 ㎟

필요철근량이 1800㎟보다 작은경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

② 기초 뒷굽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 30 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.84, Φf = 0.90, Φv = 0.85

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1000.0	920.0	80.0	980.3	345.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 30.00 x a x 1000.000 = 25500.000 x a

T = C 이므로, a = 63.586 mm, c = 63.586 / β1 = 63.586 / 0.84 = 76.060 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 76.060) / 76.060 = 0.03329

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.90 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3039.900 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.333]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00342 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

ρuse = As / bd = 0.00441

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.90 x 4053.600 x 400 x (920.00 - a/2) = 1295.380 kN.m

≥ Mu (= 980.286 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.321]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √30 x 1000.00 x 920.00 = 713.865 kN

≥ Vu (= 345.004 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H19 - CTC 250

H19 - CTC 250 = 2292.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1000.0 x 1000.0 = 1500.000 ㎟ < 2292.000 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H19 - CTC 250

H19 - CTC 250 = 2292.000 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 1000.0 = 2000.000 ㎟ < 2292.000 ㎟

필요철근량이 1800㎟보다 작은경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

③ 활동방지벽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 30 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.84, Φf = 0.90, Φv = 0.85

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	650.0	550.0	100.0	124.7	311.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 30.00 x a x 1000.000 = 25500.000 x a

T = C 이므로, a = 17.976 mm, c = 17.976 / β1 = 17.976 / 0.84 = 21.503 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (550.00 - 21.503) / 21.503 = 0.07373

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.90 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 635.453 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.803]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00342 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02283

ρuse = As / bd = 0.00208

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 18.278 mm

ΦMn = 0.90 x 1146.000 x 400 x (550.00 - a/2) = 223.138 kN.m

≥ Mu (= 124.660 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.790]

* 전단에 대한 검토 (d = 550.00 mm)

ΦVc = 0.85 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.85 x 1/6 x √30 x 1000.00 x 550.00 = 426.767 kN

≥ Vu (= 311.651 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - CTC 250

H16 - CTC 250 = 1588.800 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 650.0 x 1000.0 = 975.000 ㎟ < 1588.800 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - CTC 250

H16 - CTC 250 = 1588.800 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 650.0 x 1000.0 = 1300.000 ㎟ < 1588.800 ㎟ ∴ O.K

7. 사용성 검토

1) 벽체 설계(H = 6.500 m)

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	111.475	-	1.327	-	147.943	-
2. 옹벽구체(지진시)	111.475	8.584	1.327	2.786	147.943	23.911
3. 상재고정하중(평상시	9.905	39.329	1.665	3.250	16.491	127.818
4. 상재고정하중(지진시	3.501	48.417	1.665	3.250	5.829	157.354
5. 상재활하중	23.111	91.767	1.665	3.250	38.480	298.242
6. 배면토압(평상시)	40.775	161.903	1.743	2.167	71.084	350.789
7. 배면토압(지진시)	14.412	199.316	1.665	3.250	23.996	647.776

※ 옹벽구체는 ④의 값임. 『하중계산』 참조

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+5+6)	185.266	292.999	273.998	776.849
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6)	185.266	292.999	273.998	776.849
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+7)	129.388	256.317	177.768	829.041

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.000D + 1.000H

COMB 2 = 1.000D + 1.000L + 1.000H

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

③ 설계 단면력

- 모멘트 : 829.042 kN.m (COMB 3)
- 전단력 : 292.998 kN (COMB 1)

2) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	262.762	-	2.326	-	611.218	-
2. 옹벽구체(지진시)	262.762	20.233	2.326	1.878	611.218	38.006
3. 뒷채움재(평상시)	585.153	-	3.839	-	2246.595	-
4. 뒷채움재(지진시)	585.153	45.057	3.839	4.651	2246.595	209.575
5. 상재고정하중(평상시	32.550	-	4.815	-	156.728	-
6. 상재고정하중(평상시	18.374	33.073	5.900	4.250	108.405	140.559
7. 상재고정하중(지진시	32.550	-	4.815	-	156.728	-
8. 상재고정하중(지진시	-	48.574	-	4.250	-	206.438
9. 상재활하중	75.950	-	4.815	-	365.699	-
10. 상재활하중	42.872	77.169	5.900	4.250	252.944	327.970
11. 배면토압(평상시)	98.912	178.041	5.900	2.833	583.578	504.449
12. 배면토압(지진시)	-	261.488	-	4.250	-	1111.323

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+5+6+10+11)	1040.623	288.283	3959.468	972.978
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6+9+10+11)	1116.573	288.283	4325.167	972.978
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+7+8+12)	880.465	375.352	3014.541	1565.342

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.000D + 1.000H

COMB 2 = 1.000D + 1.000L + 1.000H

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

③ 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	비고
COMB 1	1040.622	2986.490	0.080	190.742	162.011	-
COMB 2	1116.572	3352.190	-0.052	179.200	199.299	-
COMB 3	880.465	1449.200	1.304	356.619	0.000	-

※ B : 기초의 폭원 (5.900m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2

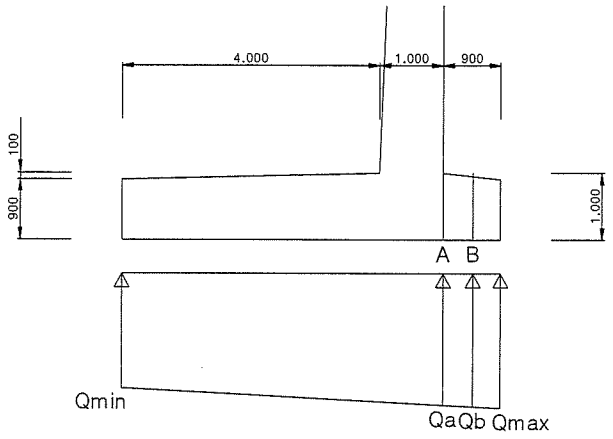
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3

구 분	X(m)	앞굽 벽체		뒷굽 벽체		비고
		거리	Qa(kN)	거리	Qb(kN)	
COMB 1	5.900	0.900	186.360	1.900	181.490	-
COMB 2	5.900	0.900	182.266	1.900	185.673	-
COMB 3	4.938	0.900	291.620	1.900	219.398	-

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = (0.900 x 0.440 + 0.049 x 0.440 / 2) x 24.500 = 9.966 kN

Ma = 0.900 x 0.900 x 24.500 x 0.900 / 2
+ 0.100 x 0.900 x 0.5 x 24.500 x 0.900 / 3 = 9.261 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.440 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.440

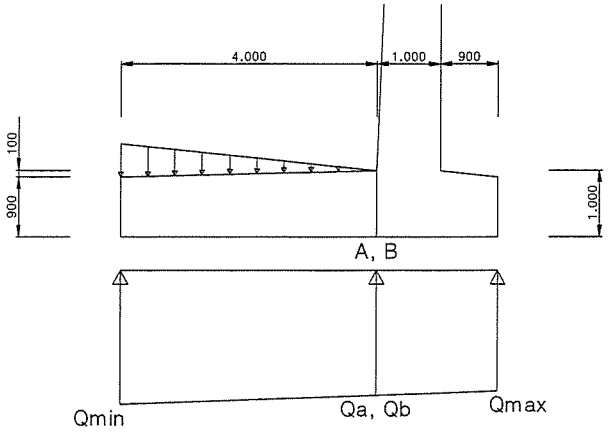
Ma = Qa x 0.900^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 0.900^2 x 2/3

- 설계 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	190.742	186.360	188.600	83.455	76.659	73.490	67.398
COMB 2	179.200	182.266	180.699	79.523	72.990	69.557	63.729
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-

※ 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3)은 고려하지 않는다.

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재 활하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재 고정하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 지반반력에 의한 단면력

  i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,

  $Vb = Qb \times 4.000 + (Qmin - Qb) / 2 \times 4.000$

  $Ma = Qa \times 4.000^2 / 2 + (Qmin - Qa) / 2 \times 4.000 \times 4.000 \times 2 / 3$

  ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 3,

  $Vb = (Qb - Qmin) / 2 \times (\chi - 1.900)$

  $Ma = (Qa - Qmin) / 2 \times (\chi - 1.900)^2 / 3$

  여기서, 반력의 작용폭 $\chi = 3[B/2 - e]$

- 설계 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	162.011	181.490	181.490	687.002	1348.031	52.888	82.589
COMB 2	199.299	185.673	185.673	769.943	1558.053	45.897	93.961
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-

※ 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3)은 고려하지 않는다.

⑥ 기초 설계 단면력

- 전면 저판 (앞굽)

  Mu = 67.398 kN.m (COMB 1)

  Vu = 73.490 kN.m (COMB 1)

- 후면 저판 (뒷굽)

  Mu = 93.961 kN.m (COMB 2)

  Vu = 52.888 kN (COMB 1)

3) 활동방지벽 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 옹벽구체(평상시)	262.762	-	2.326	-	611.218	-
2. 옹벽구체(지진시)	262.762	20.233	2.326	1.878	611.218	38.006
3. 뒷채움재(평상시)	585.153	-	3.839	-	2246.595	-
4. 뒷채움재(지진시)	585.153	45.057	3.839	4.651	2246.595	209.575
5. 상재고정하중(평상시	32.550	-	4.815	-	156.728	-
6. 상재고정하중(평상시	18.374	33.073	5.900	4.250	108.405	140.559
7. 상재고정하중(지진시	32.550	-	4.815	-	156.728	-
8. 상재고정하중(지진시	-	48.574	-	4.250	-	206.438
9. 상재활하중	75.950	-	4.815	-	365.699	-
10. 상재활하중	42.872	77.169	5.900	4.250	252.944	327.970
11. 배면토압(평상시)	98.912	178.041	5.900	2.833	583.578	504.449
12. 배면토압(지진시)	-	261.488	-	4.250	-	1111.323

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+토압(1+3+5+6+10+11)	1040.623	288.283	3959.468	972.978
COMB 2	고정하중+활하중+토압(1+3+5+6+9+10+11)	1116.573	288.283	4325.167	972.978
COMB 3	고정하중+토압+지진하중(2+4+7+8+12)	880.465	375.352	3014.541	1565.342

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

COMB 1 = 1.000D + 1.000H

COMB 2 = 1.000D + 1.000L + 1.000H

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E

$Ht = c \times B1 + V_1 \times (\tan\Phi - \tan\Phi b) + V_2 \times \tan\Phi b \times Hb / Hu$

여기서 Ht : 활동방지벽에 가해지는 수평력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(도)

B' : 유효재하폭(m). B' = B - 2 x e

B1 : 유효재하폭 중의 활동방지벽 전면의 폭

B2 : 유효재하폭 중의 활동방지벽의 폭

B3 : 유효재하폭 중의 활동방지벽 후면의 폭

V1 : B1에 작용하는 연직하중 (kN). 단, V1 = V x B1/B'

V2 : B2에 작용하는 연직하중 (kN). 단, V2 = V x B2/B'

V3 : B3에 작용하는 연직하중 (kN). 단, V3 = V x B3/B'

Hu : 기초바닥면에 있어서의 전단저항력 (kN)

Hb : 기초바닥면에 작용하는 수평력 (kN)

단, 작용위치는 지지지반에 관입된 부분의 활동방지벽 부분의 중앙점으로 한다.

③ 단면력 산정

구 분	V(kN)	B'(m)	Hb(kN)	Hu(kN)	Ht(kN)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	1040.622	5.740	288.283	547.038	190.886	190.886	76.354
COMB 2	1116.572	6.004	288.283	571.938	194.782	194.782	77.913
COMB 3	880.465	3.292	375.351	508.337	187.874	187.874	75.149

4) 사용성 검토

① 벽체(H=6.500m)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 829.042 x 1000000 / [5139.200 x (920.000 - 223.808/3)]
= 190.818 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x5139.200)]
= 223.808 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 190.82) - 2.5 x 65.50 = 248.95 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 190.82) = 330.16 mm
Sa는 작은 값인 248.95 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 248.95 mm) ∴ O.K

② 기초 앞굽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 67.398 x 1000000 / [1146.000 x (920.000 - 113.735/3)]
= 66.673 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x1146.000)]
= 113.735 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 66.67) - 2.5 x 70.50 = 1004.89 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 66.67) = 944.91 mm
Sa는 작은 값인 944.91 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 944.91 mm) ∴ O.K

③ 기초 뒷굽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 93.961 x 1000000 / [4053.600 x (920.000 - 201.876/3)]

= 27.184 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x4053.600)]

= 201.876 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 27.18) - 2.5 x 67.50 = 2728.21 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 27.18) = 2317.57 mm

Sa는 작은 값인 2317.57 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2317.57 mm) ∴ O.K

④ 활동방지벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 77.913 x 1000000 / [1146.000 x (550.000 - 86.257/3)]

= 130.431 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x550.0/(7x1146.000)]

= 86.257 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 130.43) - 2.5 x 90.50 = 377.52 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 130.43) = 483.02 mm

Sa는 작은 값인 377.52 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 377.52 mm) ∴ O.K

B(함) 5.0 X 4.7 - 산윤제2

- 5.0 x 4.7 x 1
- 토피 = 4.640m

1. 설 계 조 건
2. 단 면 가 정
3. 해석모델 및 단면제원
4. 강역설정
5. 하중산정
6. 하중재하도
8. INPUT DATA
9. OUPUT DATA
10. 단면력 요약
10. 단면력도
12. 단면검토
12. 우각부 검토
13. 배력철근 검토
15. 기초지지력 검토
16. 주철근 조립도

1. 설계 조건

1) 구조물명 : B (함) 산운제2

2) 구조형식 : 철근 콘크리트 구조

3) 설계하중 : KRL-2012 표준열차하중

4) 재료중량

- 철근 콘크리트(γ_c)	=	24.5	kN/m^3
- 무근 콘크리트(γ_{con})	=	23.0	kN/m^3
- 자갈 도상(γg)	=	19.0	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) : 90.00 ° 연 장 (L) : 28.50 m

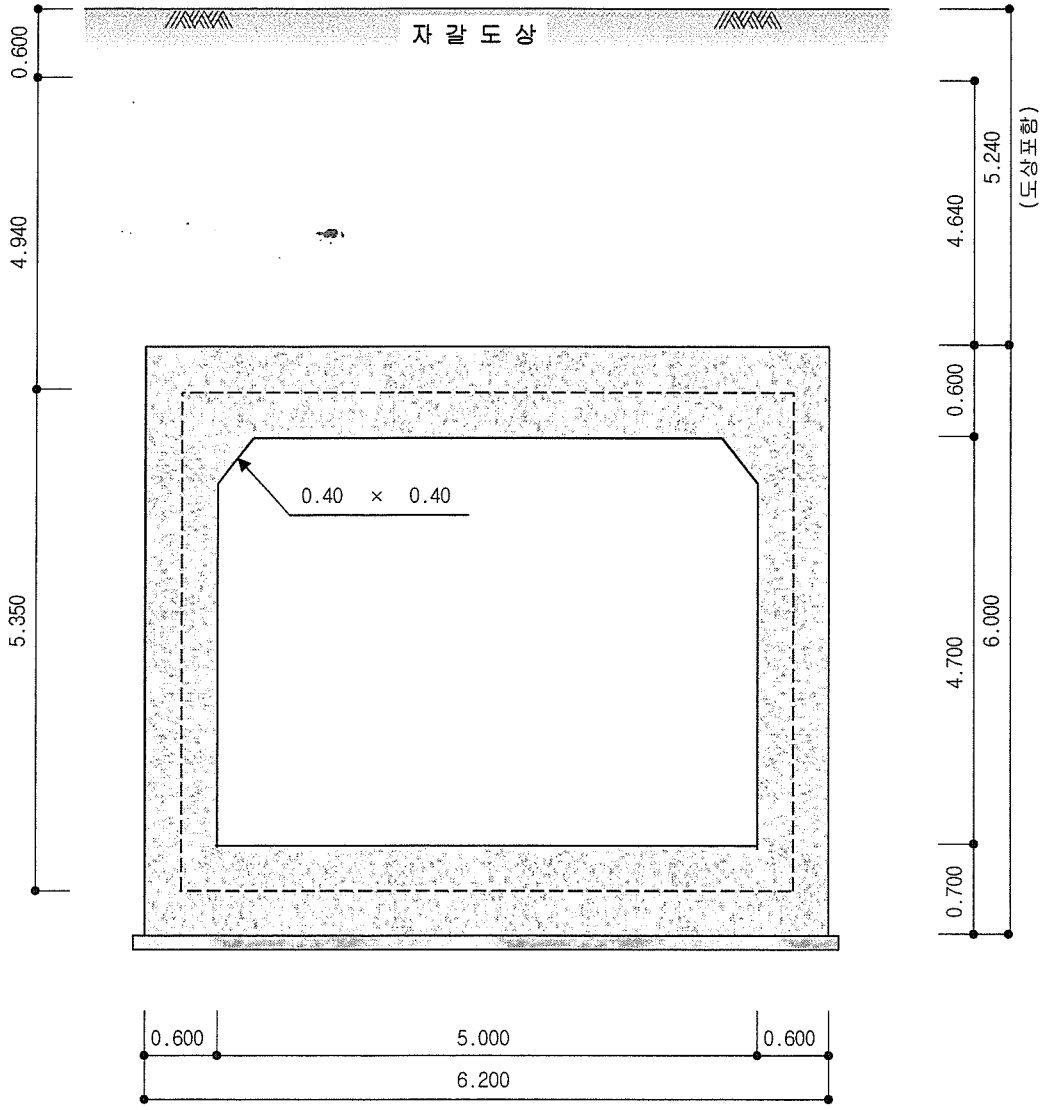
9) 설계방법

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

10) 참고문헌

- 철도설계기준(노반편), 국토해양부, 2011
- 철도설계기준(노반편) 개정(안), 2013
- 콘크리트 구조설계기준해설, 한국콘크리트 학회, 2012

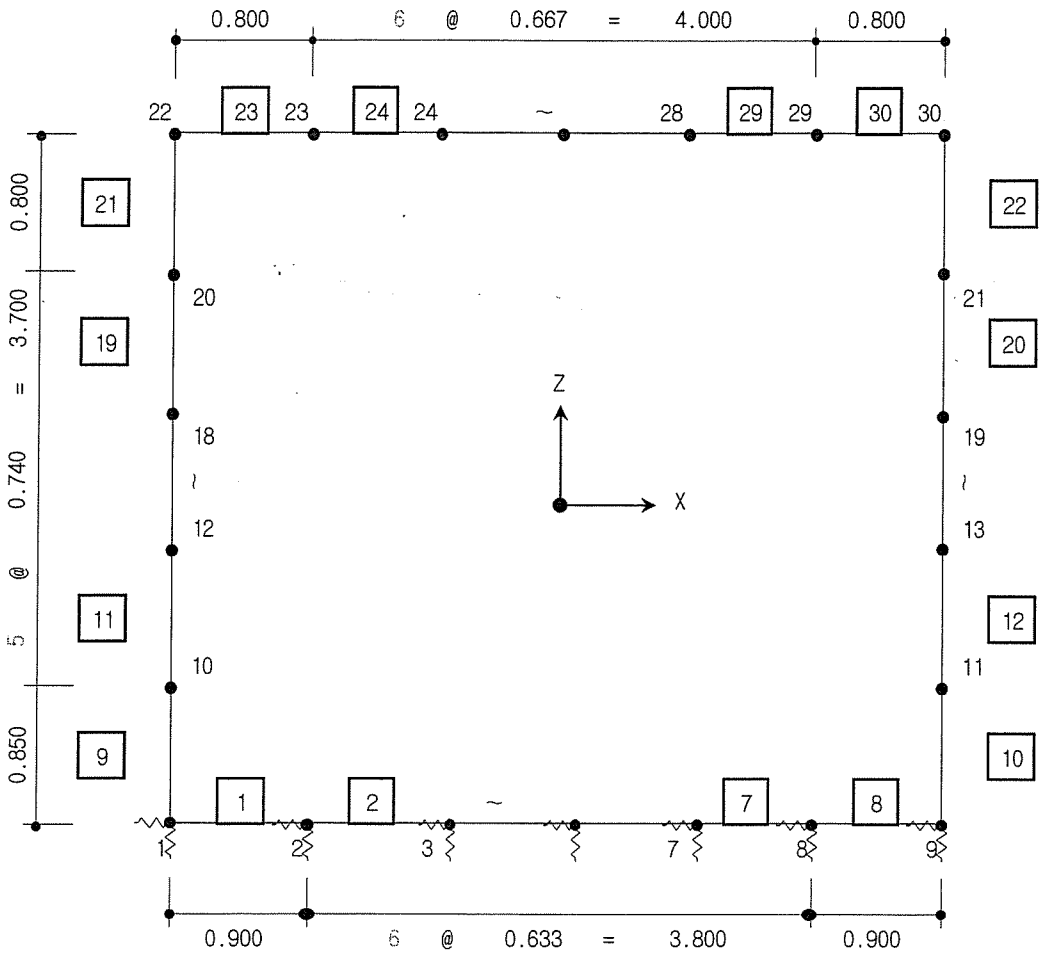
2. 단면 가정



※ 유효경간

Skew =	90.0	°					
Ln =	5.600	m					
Ls =	5.600	m					
Ls/B =	5.600	/	15.000	=	0.373	<	1.500
L =	5.600	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	5.600	0.000	1.590
2	0.900	0.000	0.000	14	0.000	0.000	2.330
3	1.533	0.000	0.000	15	5.600	0.000	2.330
4	2.167	0.000	0.000	16	0.000	0.000	3.070
5	2.800	0.000	0.000	17	5.600	0.000	3.070
6	3.433	0.000	0.000	18	0.000	0.000	3.810
7	4.067	0.000	0.000	19	5.600	0.000	3.810
8	4.700	0.000	0.000	20	0.000	0.000	4.550
9	5.600	0.000	0.000	21	5.600	0.000	4.550
10	0.000	0.000	0.850	22	0.000	0.000	5.350
11	5.600	0.000	0.850	23	0.800	0.000	5.350
12	0.000	0.000	1.590	24	1.467	0.000	5.350

Joint	좌 표			Joint	좌 표		
	X	Y	Z		X	Y	Z
25	2.133	0.000	5.350	28	4.133	0.000	5.350
26	2.800	0.000	5.350	29	4.800	0.000	5.350
27	3.467	0.000	5.350	30	5.600	0.000	5.350

2) 경계 조건

① 상시

joint	spring계수 (kN/m²)		joint	spring계수 (kN/m²)	
	z방향(수직)	x방향(수평)		z방향(수직)	x방향(수평)
1 , 9	11692		3 ~ 7	9873	
2 , 8	11952				

② 내진시

- 붕괴방지수준

joint	spring계수 (kN/m²)		joint	spring계수 (kN/m²)	
	x방향(수평)	z방향(수직)		x방향(수평)	z방향(수직)
1	34537	34866	17	24615	8205
2	8952	26856	18	24615	8205
3 ~ 7	7395	22186	19	24615	8205
8	8952	26856	20	25613	8538
9	34537	34866	21	25613	8538
10	26444	8815	22	31458	32283
11	40046	13349	23	8563	25689
12	24615	8205	24-28	7785	23353
13	24615	8205	29	8563	25689
14	24615	8205	30	31458	32283
15	24615	8205			
16	24615	8205			

3) 단면제원

Element	두께	폭	비 고
23 ~ 30	0.600	1.000	상부슬래브
1 ~ 8	0.700	1.000	하부슬래브
9 ~ 22	0.600	1.000	벽 체

4. 강역설정

(1) 강역설정기준(콘크리트구조설계기준 2012)

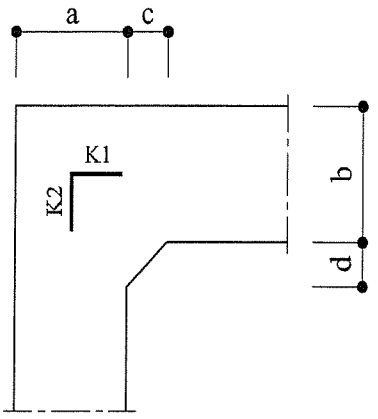
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

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

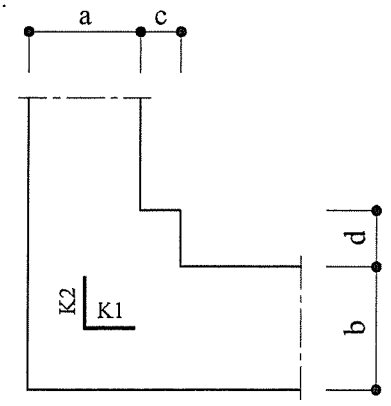
(2) 강역설정

- 절점 22 , 30



a =	600	mm	c =	400	mm
b =	600	mm	d =	400	mm
K1 =	400	mm	K2 =	400	mm

- 절점 1 , 9

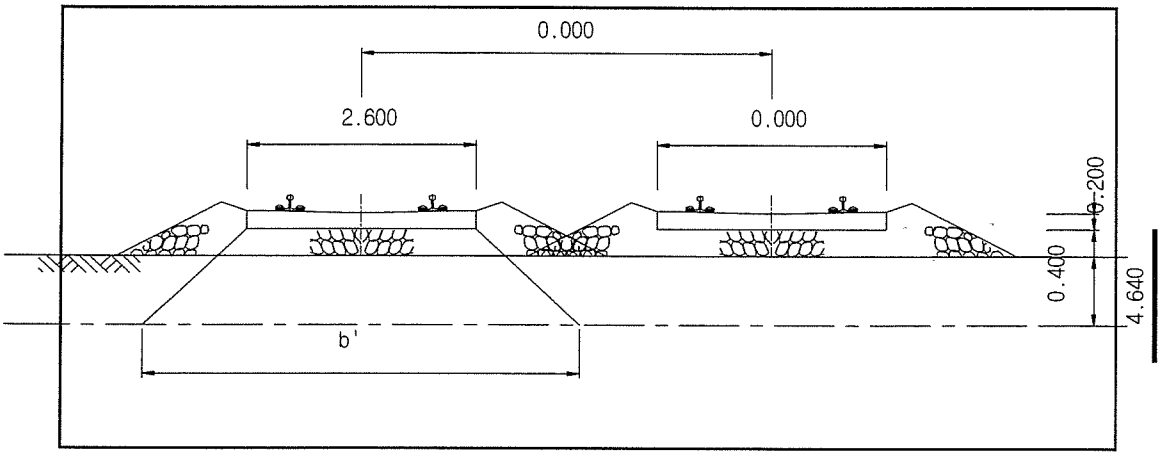


a =	600	mm	c =	0	mm
b =	700	mm	d =	0	mm
K1 =	125	mm	K2 =	200	mm

5. 하중산정

5.1 상시

1) 고정하중(지하수 無)



① 하중 분포폭 산정 (b')

He ≥ 0.5 m : c + b + (d + He)

여기서, h : 시공기면에서의 토피고(m : 4.640 m

c : 복선선로 중심간격(m) : 0.000 m

d : 침목하면의 도상두께(m) : 0.400 m

b : 침목길이(m) : 2.600 m

t : 침목두께(m) : 0.200 m

∴ b' = 0.000 + 2.600 + (0.400 + 4.640) = 7.64 m

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

③ 궤도 중량

- 레일 : 레일당 1.5kN/m를 적용

q_1 = 2 × 1.500 / 7.640 = 0.393 kN/㎡

- 침목 : 고속철도용 5.0kN/m

q_2 = 5.000 × 1 / 7.640 = 0.654 kN/㎡

= 1.047 kN/㎡

④ 도상 (q_2)

자갈 = 0.600 × 19.000 × 1.3 (보선작업 고려 30% 할증) = 14.820 kN/㎡

⑤ 복토하중 (q_3) = 20.000 × 4.640 = 92.800 kN/㎡

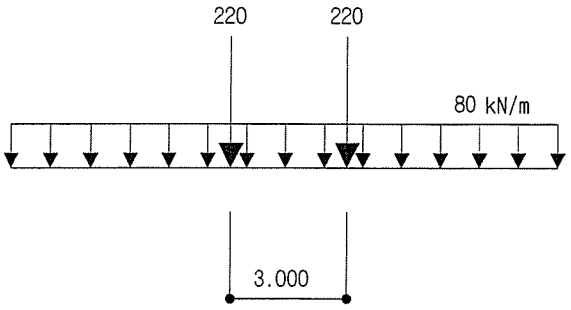
∴ 상부구조 작용하중 $q_1 + q_2 + q_3$ = 1.047 + 14.820 + 92.800 = 108.667 kN/㎡

∴ 하부구조 작용하중 c(콘크리트포장)

0.000 × 23.000 = 0.000 kN/㎡

2) 활하중

KRL-2012 표준열차하중 적용



① 활하중 산정

$$W_{L1} = \frac{P}{a \times b'} = \frac{220}{3.000 \times 7.640} = 9.599 \quad kN/m^2$$

$$W_{L2} = \frac{w}{b'} = \frac{80}{7.640} = 10.471 \quad kN/m^2$$

$$\therefore WL = 20.070 \quad kN/m^2$$

② 충격계수

1) 단선 (i_0) (철도설계기준 노반편(2011) 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.

* 복선을 지지하는 부재의 충격은 두궤도의 전 충격으로 한다.

지 간 L (m) = 5.600 m

따라서 i_0 = 0.474 (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 = 5.240 m i = 0.000

W_L = 20.070 ×(1 + 0.000) = 20.070 kN/m²

③ 활하중에 의한 측압 (충격비고려)

W_{LH} = 20.070 × 0.4 = 8.028 kN/m²

3) 토 압

- 지하수가 없는 경우 작용 토압

q_1 = 0.426 × (15.867 + 20.000 × 4.940) = 48.848 kN/㎡

q_2 = 48.848 + 0.426 × (20.000 × 0.800) = 55.664 kN/㎡

q_3 = 55.664 + 0.426 × (20.000 × 0.740) = 61.969 kN/㎡

q_4 = 61.969 + 0.426 × (20.000 × 0.740) = 68.274 kN/㎡

q_5 = 68.274 + 0.426 × (20.000 × 0.740) = 74.579 kN/㎡

q_6 = 74.579 + 0.426 × (20.000 × 0.740) = 80.884 kN/㎡

q_7 = 80.884 + 0.426 × (20.000 × 0.740) = 87.189 kN/㎡

q_8 = 87.189 + 0.426 × (20.000 × 0.850) = 94.431 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

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

건조수축에 의한 온도하중은 시공중 발생하는 하중으로 단면이 모두 구속되있을 때 발생한다.

따라서, 고려되는 부분은 상부 슬래브타설시이므로 하중은 상부슬래브에만 재하시킨다.

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 5.24 m 이므로 장대레일 하중을 무시한다.

H_r = 0.000 × 2 / 7.640 = 0.000 kN/㎡

7) 상시 지반반력 계수

지지 지반 N치 = 15

Eo = 2800 × N = 2800 × 15 = 42000

Kvo = 1 / 0.3 x α x Eo = 1 / 0.3 × 1 x 42000 = 140000

Bv = √ Av = √ (5.600 × 5.600) = 5.600

Kv = Kvo (Bv/0.3)^-3/4 = 15589 kN/㎥

15589 × (0.600 / 2 + 0.900 / 2) = 11692 kN/㎡ - 저판 단부 스프링

15589 × (0.900 / 2 + 0.633 / 2) = 11952 kN/㎡ - 저판 전단검토위치

15589 × (0.633 / 2 + 0.633 / 2) = 9873 kN/㎡ - 저판 중앙부 스프링

5.2 지진시

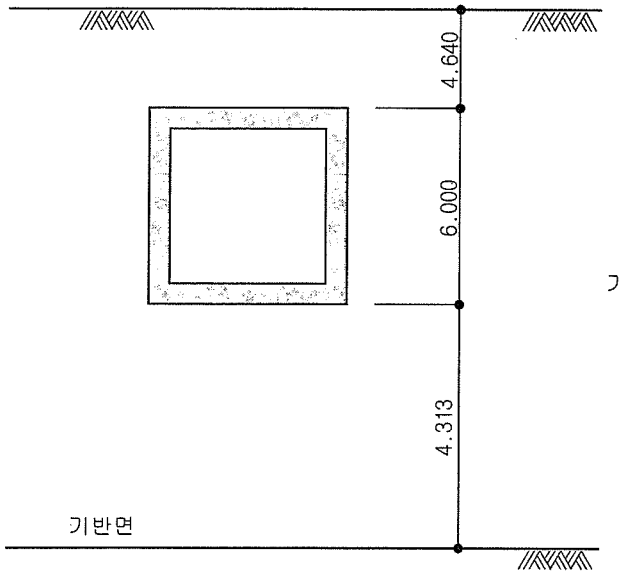
지진시 설계는 도시철도 내진설계기준 (국토해양부,2009)을 참고로하여 응답변위법으로 설계하였다.

5.2.1 붕괴방지수준

1) 개요

설계수준 : 붕괴방지수준 , 지진구역 : I , 지반종류 : Sc

2) 지반고유특성치 산정



γ = 20 kN/m³

φ = 35 °

기반면의 심도 = 14.953 m

Hi	N치	초기전단탄성파	기능수행수준	붕괴방지수준	TG'(4Hi/Vsi)	T_S (1.25T_G')	비 고
		Vo(m/sec)	V_{si}(m/sec)	V_{si}(m/sec)			
4.940	15	197.297	157.8	98.6	0.2003	0.2504	
0.800	15	197.297	157.8	98.6	0.0324	0.0405	
0.740	15	197.297	157.8	98.6	0.0300	0.0375	
0.740	15	197.297	157.8	98.6	0.0300	0.0375	
0.740	15	197.297	157.8	98.6	0.0300	0.0375	
0.740	15	197.297	157.8	98.6	0.0300	0.0375	
0.740	15	197.297	157.8	98.6	0.0300	0.0375	
0.850	15	197.297	157.8	98.6	0.0345	0.0431	
4.663	50	294.723	235.8	147.4	0.1266	0.1583	

※ 전단파속도의 구체적인 실험치가 없는 경우 다음과 같이 구한다.

점성토의 경우 : $Vsi = 100\ Ni^{1/3}$ ($1 \le Ni \le 25$)

사질토의 경우 : $Vsi = 80\ Ni^{1/3}$ ($1 \le Ni \le 50$)

$T_G' = \sum (4\ Hi / Vsi) =$ 0.544 sec

$T_G = 1.25\ T_G' =$ 0.680 sec

3) 진도결정

① 지진계수 Ca = 0.13

Cv = 0.18

지진계수 Ca,Cv값 (지하공동구 내진설계지침, 건설교통부, 2004)

지반종류	지진계수 Ca		지진계수 Cv	
	지진구역 I	지진구역 II	**지진구역 I**	지진구역 II
Sa	0.09	0.05	0.09	0.05
Sb	0.11	0.07	0.11	0.07
Sc	0.13	0.08	0.18	0.11
Sd	0.16	0.11	0.23	0.16
Se	0.22	0.17	0.37	0.23

② 지진구역계수 (지진구역 I) I = 0.11

③ 위험도계수 (내진성능등급 1 등급)

- 기능수행수준 (재현주기 100 년) 위험도계수 I = 0.57
- **붕괴방지수준** (재현주기 1000 년) 위험도계수 I = 1.40

④ 수평지진계수(Kh)

- 기반면의 설계수평지진계수(Kh')

  기능수행수준 Kh' = 0.11×I = 0.063

  붕괴방지수준 Kh' = 0.11×I = 0.154

- 지표면의 설계수평지진계수(Kh)

  기능수행수준 Kh = Ca×I = 0.074

  붕괴방지수준 Kh = Ca×I = 0.182

⑤ 수직진도(Kv)

; 지중구조물에서는 지진의 수직운동에 의한 영향이 상대적으로 적으므로 수직진도 고려하지 않음.

4) 지반의 변위진폭 산정

① 응답스펙트럼 산정

S_V(기반면에서의 속도응답 스펙트럼) = $T_G/(2\pi) \cdot S_A$

$T_S = Cv/(2.5 \cdot Ca) = 0.554$ sec

$T_0 = 0.2 \times T_S = 0.111$ sec

- 기능수행수준의 응답스펙트럼 가속도 (재현기간 100년)

$0 \le T_G < T_0$: $S_A = \left[C_a + \left(\frac{2.5C_a - C_a}{T_0} T_G\right)\right] \cdot g \cdot I \cdot C_D = 4.948$

$T_0 \le T_G < T_S$: $S_A = 2.5 \cdot Ca \cdot g \cdot I \cdot C_D = 1.212$

$T_G \ge T_S$: $S_A = Cv/T_G \cdot g \cdot I \cdot C_D = 0.671 / T_G$

=> $S_A = 0.987$ m/sec^2, $S_V = 0.107$ m/sec

- 붕괴방지수준의 응답스펙트럼(재현기간 1000년)

$0 \le T_G < T_0$: $S_A = \left[C_a + \left(\frac{2.5C_a - C_a}{T_0} T_G \right) \right] \cdot g \cdot I \cdot C_D$ = 12.153

$T_0 \le T_G < T_S$: $S_A = 2.5 \cdot Ca \cdot g \cdot I \cdot C_D$ = 2.977

$T_G \ge T_S$: $S_A = Cv/T_G \cdot g \cdot I \cdot C_D$ = 1.191 / T_G

=> S_A = 1.752 m/sec^2, S_V = 0.190 m/sec

② 감쇠율에 대한 보정계수

구 분	기능수행수준	**붕괴방지수준**
C_D	0.800	0.667

③ 지진시 깊이별 지반변위(m)

U(z) = $ag \cdot \cos(\pi \cdot z / 2H)$, 여기서 $ag = 0.2 \cdot T \cdot Sv \cdot Kh$

기반면의 깊이(H) = 14.953 m

깊이	지반변위(m)		상대변위(m)		비 고
(z)	기능수행수준	**붕괴방지수준**	기능수행수준	**붕괴방지수준**	
0.000	0.0068	0.0167	-	-	지표면
4.940	0.0059	0.0145	0.0027	0.0067	**구체상판**
5.740	0.0056	0.0138	0.0024	0.0059	
6.480	0.0053	0.0130	0.0021	0.0051	
7.220	0.0050	0.0122	0.0017	0.0043	
7.960	0.0046	0.0112	0.0014	0.0033	
8.700	0.0042	0.0102	0.0010	0.0023	
9.440	0.0037	0.0092	0.0005	0.0013	
10.290	0.0032	0.0079	0.0000	0.0000	**구체저판**
14.953	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	기반면

5) 지반반력계수 산정

(가) 상부슬래브 지반반력 계수

① 연직 지반반력계수

$Bv = \sqrt{Av} = \sqrt{(5.600 \times 5.600)} = 5.600$

$E_D = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$Kvo = \alpha \left[\frac{E_D}{0.3}\right] = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$

$Kv = 314586 \left[\frac{5.600}{0.3}\right]^{-0.75} = 35030 \quad kN/m^3$

$K1 = 35030 \times 0.700 = 24521 \quad kN/m^2$ --- 상판 단부 스프링

$K2 = 35030 \times 0.733 = 25689 \quad kN/m^3$ --- 상판 전단검토위치 스프링

$K3 = 35030 \times 0.667 = 23353 \quad kN/m^2$ --- 상판 중앙부 스프링

② 전단 지반반력계수

$Kvs = \lambda Kv = \frac{1}{3.0} \times 35030 = 11677 \quad kN/m^3$

$K1 = 11677 \times 0.700 = 8174 \quad kN/m^2$ --- 상판 단부 전단스프링

$K2 = 11677 \times 0.733 = 8563 \quad kN/m^3$ --- 상판 전단검토위치 전단스프링

$K2 = 11677 \times 0.667 = 7785 \quad kN/m^2$ --- 상판 중앙부 전단스프링

(나) 하부슬래브 지반반력 계수

① 연직 지반반력계수

$Kv = Kvo \left[\frac{Bv}{0.3}\right]^{-0.75}$

$E_D = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$Kvo = \alpha \left[\frac{E_D}{0.3}\right] = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$

$Kv = 314586 \left[\frac{5.600}{0.3}\right]^{-0.75} = 35030 \quad kN/m^3$

$K1 = 35030 \times 0.750 = 26273 \quad kN/m^2$ --- 저판 단부 스프링

$K2 = 35030 \times 0.767 = 26856 \quad kN/m^3$ --- 저판 전단검토위치 스프링

$K3 = 35030 \times 0.633 = 22186 \quad kN/m^2$ --- 저판 중앙부 스프링

② 전단 지반반력계수

$$Kvs = \lambda Kv = \frac{1}{3.0} \times 35030 = 11677 \quad kN/m^3$$

K1 = 11677 × 0.750 = 8758 kN/m^2 --- 저판 단부 전단스프링

K2 = 11677 × 0.767 = 8952 kN/m^3 --- 저판 전단검토위치 전단스프링

K3 = 11677 × 0.633 = 7395 kN/m^2 --- 저판 중앙부 전단스프링

(다) 측벽 지반반력계수

① 수평 지반반력계수

$$Kh = Kho \left(\frac{Bh}{0.3} \right)^{-0.75}$$

$Bh = \sqrt{Ah} = \sqrt{(6.000 \times 6.000)} = 6.000$

$E_{D1} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D2} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D3} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D4} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D5} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D7} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D8} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$$Kho_1 = \alpha \left(\frac{E_{D1}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_2 = \alpha \left(\frac{E_{D2}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_3 = \alpha \left(\frac{E_{D3}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_4 = \alpha \left(\frac{E_{D4}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_5 = \alpha \left(\frac{E_{D5}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_7 = \alpha \left(\frac{E_{D7}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_8 = \alpha \left(\frac{E_{D6}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kh_1 = 314586 \left(\frac{6.000}{0.3} \right)^{-0.75} = 33263 \quad kN/m^3$$

$$Kh_2 = 314586 \left[\frac{6.000}{0.3} \right]^{-0.75} = 33263 \quad kN/m^3$$

$$Kh_3 = 314586 \left[\frac{6.000}{0.3} \right]^{-0.75} = 33263 \quad kN/m^3$$

$$Kh_4 = 314586 \left[\frac{6.000}{0.3} \right]^{-0.75} = 33263 \quad kN/m^3$$

$$Kh_5 = 314586 \left[\frac{6.000}{0.3} \right]^{-0.75} = 33263 \quad kN/m^3$$

$$Kh_7 = 314586 \left[\frac{6.000}{0.3} \right]^{-0.75} = 33263 \quad kN/m^3$$

$$Kh_6 = 314586 \left[\frac{6.000}{0.3} \right]^{-0.75} = 33263 \quad kN/m^3$$

$Kh_1 = 33263 \times 0.700 = 23284 \quad kN/m^2$ --- 측벽 상단부 스프링

$Kh_2 = 33263 \times 0.770 = 25613 \quad kN/m^2$ --- 측벽 전단검토위치 스프링

$Kh_3 = 33263 \times 0.740 = 24615 \quad kN/m^2$ --- 측벽 중앙부 스프링

$Kh_4 = 33263 \times 0.740 = 24615 \quad kN/m^2$ --- 측벽 중앙부 스프링

$Kh_5 = 33263 \times 0.740 = 24615 \quad kN/m^2$ --- 측벽 중앙부 스프링

$Kh_6 = 33263 \times 0.740 = 24615 \quad kN/m^2$ --- 측벽 중앙부 스프링

$Kh_8 = 33263 \times 0.795 = 26444 \quad kN/m^4$ --- 측벽 전단검토위치 스프링

$Kh_9 = 33263 \times 0.775 = 25779 \quad kN/m^2$ --- 측벽 하단부 스프링

② 전단 지반반력계수

$$Khs_1 = \lambda Kh_1 = \frac{1}{3.0} \times 33263 = 11088 \quad kN/m^3$$

$$Khs_2 = \lambda Kh_2 = \frac{1}{3.0} \times 33263 = 11088 \quad kN/m^3$$

$$Khs_3 = \lambda Kh_3 = \frac{1}{3.0} \times 33263 = 11088 \quad kN/m^3$$

$$Khs_4 = \lambda Kh_4 = \frac{1}{3.0} \times 33263 = 11088 \quad kN/m^3$$

$$Khs_5 = \lambda Kh_5 = \frac{1}{3.0} \times 33263 = 11088 \quad kN/m^3$$

$$Khs_7 = \lambda Kh_7 = \frac{1}{3.0} \times 33263 = 11088 \quad kN/m^3$$

$$Khs_8 = \lambda Kh_8 = \frac{1}{3.0} \times 33263 = 11088 \quad kN/m^3$$

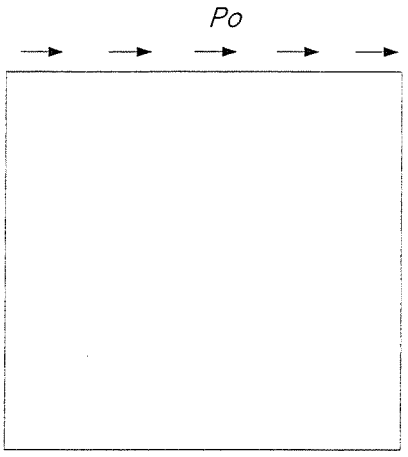
Khs_1 =	11088	× 0.700	=	7762	kN/m^2	- - - 측벽 상단부 전단스프링
Khs_2 =	11088	× 0.770	=	8538	kN/m^2	- - - 측벽 중앙부 전단스프링
Khs_3 =	11088	× 0.740	=	8205	kN/m^2	- - - 측벽 중앙부 전단스프링
Khs_4 =	11088	× 0.740	=	8205	kN/m^2	- - - 측벽 중앙부 전단스프링
Khs_5 =	11088	× 0.740	=	8205	kN/m^2	- - - 측벽 중앙부 전단스프링
Khs_6 =	11088	× 0.740	=	8205	kN/m^2	- - - 측벽 중앙부 전단스프링
Khs_8 =	11088	× 0.795	=	8815	kN/m^4	- - - 측벽 중앙부 전단스프링
Khs_7 =	11088	× 0.775	=	8593	kN/m^2	- - - 측벽 하단부 전단스프링

6) 지진시 작용하중의 산정

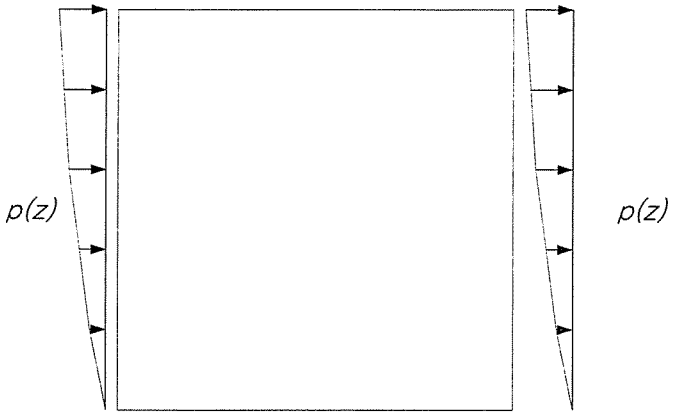
; 지진설계수준이 붕괴방지수준이므로 지진력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

① 상판 지진토압

$Po = K_{VS,TOP}(u(Z_U) - u(z_B)) =$ 11677 × 0.006664 = 77.816 kN/㎡

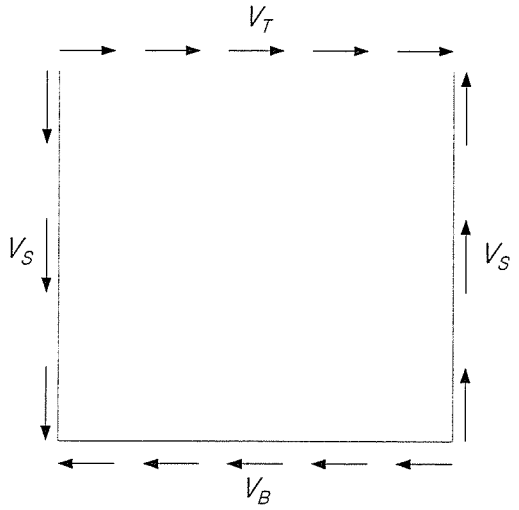


② 측벽지진토압



측벽지진토압	z = 4.940	$p(z_1)$	$= K_H \cdot \{u(z_1)-u(z_B)\}$	=	221.665	kN/㎡
	z = 5.740	$p(z_2)$	$= K_H \cdot \{u(z_2)-u(z_B)\}$	=	196.751	kN/㎡
	z = 6.480	$p(z_3)$	$= K_H \cdot \{u(z_3)-u(z_B)\}$	=	170.839	kN/㎡
	z = 7.220	$p(z_4)$	$= K_H \cdot \{u(z_4)-u(z_B)\}$	=	142.299	kN/㎡
	z = 7.960	$p(z_5)$	$= K_H \cdot \{u(z_5)-u(z_B)\}$	=	111.331	kN/㎡
	z = 8.700	$p(z_6)$	$= K_H \cdot \{u(z_6)-u(z_B)\}$	=	78.102	kN/㎡
	z = 9.440	$p(z_7)$	$= K_H \cdot \{u(z_7)-u(z_B)\}$	=	42.809	kN/㎡
	z = ###	$p(z_7)$	$= K_H \cdot \{u(z_9)-u(z_B)\}$	=	0.000	kN/㎡

③ 주면전단력



V_T = $G_{D,TOP}/(\pi H) \cdot S_V \cdot T_G \cdot \sin(\pi z_U/2H)$ = 26.989 kN/m²

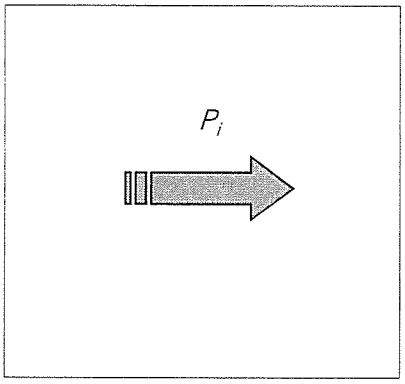
$G_{D,TOP} = \frac{\gamma_t}{g} \times V_{SD}^2 = \frac{20.0}{9.81} \times 98.6^2$ = 19840 kN/m²

V_B = $G_{D,BOTTOM}/(\pi H) \cdot S_V \cdot T_G \cdot \sin(\pi z_B/2H)$ = 48.927 kN/m²

$G_{D,BOTTOM} = \frac{\gamma_t}{g} \times V_{SD}^2 = \frac{20.0}{9.81} \times 98.6^2$ = 19840 kN/m²

V_S = $(V_T + V_B)/2$ = 37.958 kN/m²

④ 구체 관성력(부재의 단위폭/길이당 관성력)



$P_i = W \cdot K_{hav}$ 여기서, $K_{hav} = K_h' + (K_h - K_h') \cdot \frac{H_w}{H}$

구체상판의 설계수평지진계수(Khu) = 0.154 + (0.182 - 0.154) × $\frac{4.94}{14.953}$ = 0.163

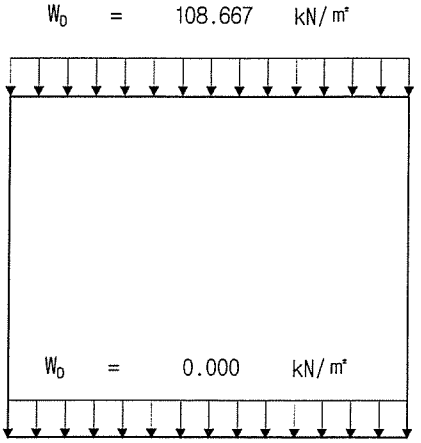
구체저판의 설계수평지진계수(Khb) = 0.154 + (0.182 - 0.154) × $\frac{10.29}{14.953}$ = 0.173

측벽의 설계수평지진계수(Kh) = $\frac{Khu + Khb}{2} = \frac{0.163 + 0.173}{2}$ = 0.168

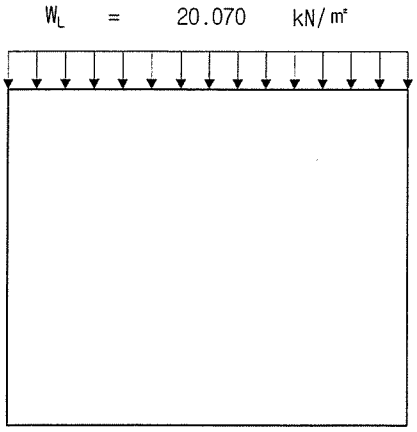
6. 하중재하도

(1) 상시

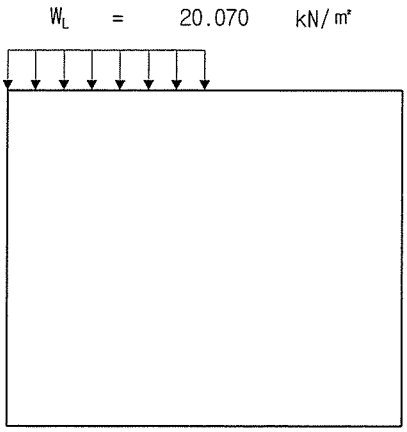
① 고정하중



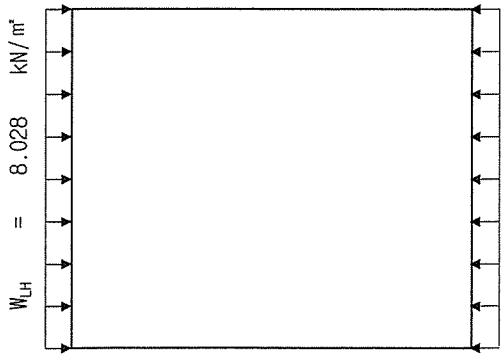
② 활하중(만재하)



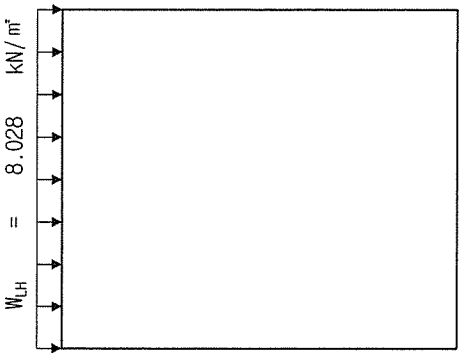
③ 활하중(편재하)



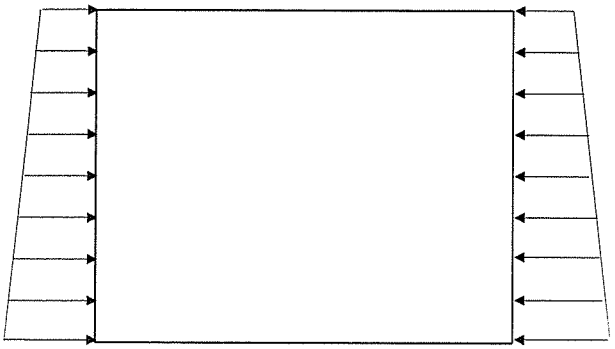
④ 활하중에 의한 수평토압(만재하)



⑤ 활하중에 의한 수평토압(편재하)



⑥ 수평토압(지하수 없는 경우)



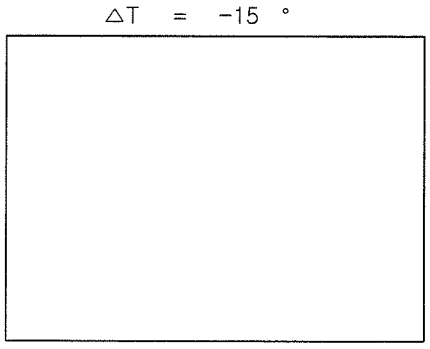
q_1 = 48.848 kN/㎡

q_7 = 94.431 kN/㎡

⑦ 온도하중

△T = 0 °

⑧ 건조수축



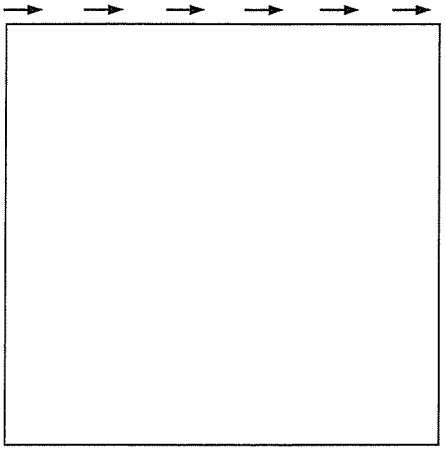
⑨ 장대레일 종하중

Hr = 0.000 kN/㎡

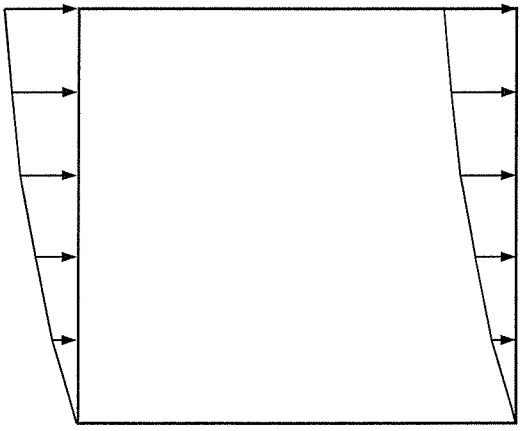
(2) 지진시

① 상판 지진토압

77.816 kN/m



② 측면토압



P(z1) = 221.665 kN/m

z1 = 4.940 m

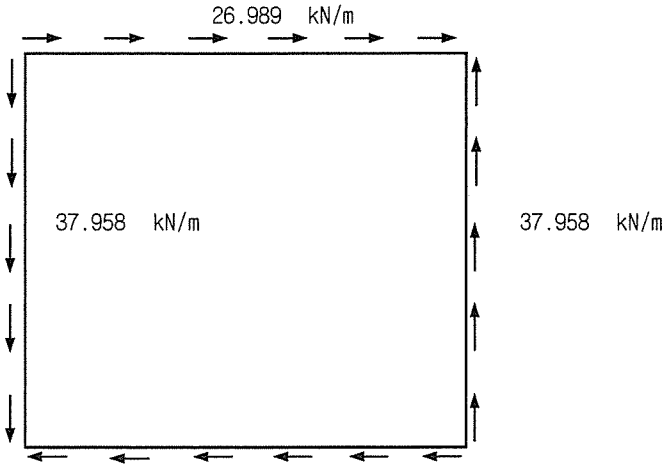
P(z4) = 142.299 kN/m

z1 = 7.220 m

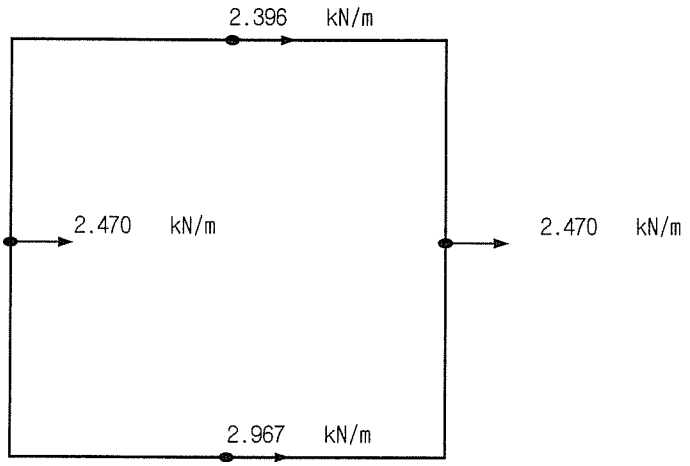
P(z7) = 0.000 kN/m

z1 = 10.290 m

③ 주면전단력

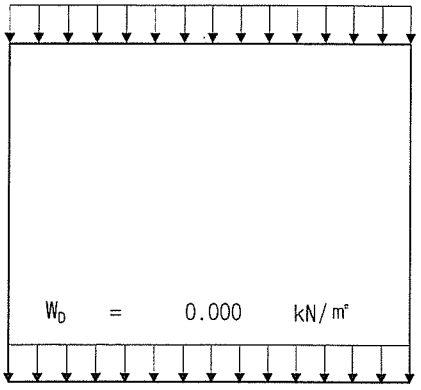


④ 구체 관성력



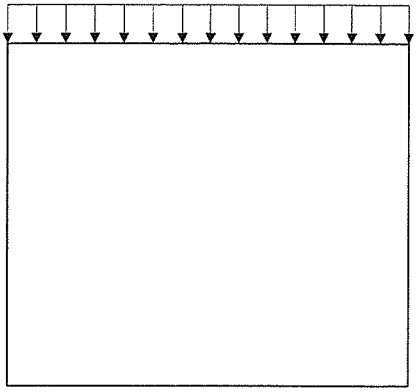
⑤ 고정하중

W_D = 108.667 kN/m²



⑥ 활하중(만재하)

W_L = 20.070 kN/m²



7. 하중계수 및 하중조합

7.1 상시

1) 극한하중 검토시

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

2) 사용하중 검토시

구분	고정하중	활하중		활하중 측압		수평토압	온도하중		건조수축	장대레일	비고
				양측재하	편측재하	지하수無					
		전경간	1/2	수평	수평	수평	온도상승	온도하강			
	LC1	LC2	LC3	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	
17	1.0	1.0		1.0		1.0					
18	1.0	1.0		0.5		0.5					
19	1.0		1.0		1.0	1.0					
20	1.0		1.0		0.5	0.5					
21	1.0	1.0		1.0		1.0	1.0			1.0	
22	1.0	1.0		0.5		0.5	1.0			1.0	
23	1.0	1.0		1.0		1.0		1.0	1.0	1.0	
24	1.0	1.0		0.5		0.5		1.0	1.0	1.0	
25	1.0		1.0		1.0	1.0	1.0			1.0	
26	1.0		1.0		0.5	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		0.5	0.5		1.0	1.0	1.0	
29	1.0					1.0					

7.2 지진시

구분	고정 하중	활하중		활하중 측압		수평토압	온도 하중		건조 수축	장대 레일	지진하중
				양측재하	편측재하	지하수無					
		전경간	1/2	수평	수평	수평	온도상승	온도하강			
	LC1	LC2	LC3	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13
1	1.0	1.0									1.0

8. INPUT DATA

8.1 상시

```
SYSTEM
  DOF=UX,UZ,RY  LENGTH=m  FORCE=kN  PAGE=SECTIONS

JOINT
  1  X=0  Y=0  Z=0
  2  X=0.9  Y=0  Z=0
  3  X=1.533  Y=0  Z=0
  4  X=2.167  Y=0  Z=0
  5  X=2.8  Y=0  Z=0
  6  X=3.433  Y=0  Z=0
  7  X=4.067  Y=0  Z=0
  8  X=4.7  Y=0  Z=0
  9  X=5.6  Y=0  Z=0
  10  X=0  Y=0  Z=0.85
  11  X=5.6  Y=0  Z=0.85
  12  X=0  Y=0  Z=1.59
  13  X=5.6  Y=0  Z=1.59
  14  X=0  Y=0  Z=2.33
  15  X=5.6  Y=0  Z=2.33
  16  X=0  Y=0  Z=3.07
  17  X=5.6  Y=0  Z=3.07
  18  X=0  Y=0  Z=3.81
  19  X=5.6  Y=0  Z=3.81
  20  X=0  Y=0  Z=4.55
  21  X=5.6  Y=0  Z=4.55
  22  X=0  Y=0  Z=5.35
  23  X=0.8  Y=0  Z=5.35
  24  X=1.467  Y=0  Z=5.35
  25  X=2.133  Y=0  Z=5.35
  26  X=2.8  Y=0  Z=5.35
  27  X=3.467  Y=0  Z=5.35
  28  X=4.133  Y=0  Z=5.35
  29  X=4.8  Y=0  Z=5.35
  30  X=5.6  Y=0  Z=5.35

PATTERN
  NAME=DEFAULT

SPRING
  ADD=1  U1=1E+10  U3=11692
  ADD=2  U3=11952
  ADD=3  U3=9873
  ADD=4  U3=9873
  ADD=5  U3=9873
  ADD=6  U3=9873
  ADD=7  U3=9873
  ADD=8  U3=11952
  ADD=9  U3=11692

MATERIAL
  NAME=STEEL  IDES=S  M=7.8271  W=76.8196
    T=0  E=2E+08  U=.3  A=.0000117  FY=248211.3
  NAME=CONC  IDES=C  M=2.498  W=24.5
    T=0  E=27537000  U=.18  A=.00001

FRAME SECTION
  NAME=TOPSLAB MAT=CONC SH=R T=0.6,1
  NAME=BOTSLAB MAT=CONC SH=R T=0.7,1
  NAME=WALL MAT=CONC SH=R T=0.6,1

FRAME
  1  J=1,2  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180  IOFF=0.125  RIGID=1
  2  J=2,3  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  3  J=3,4  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  4  J=4,5  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  5  J=5,6  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  6  J=6,7  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  7  J=7,8  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  8  J=8,9  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180  JOFF=0.125  RIGID=1
  9  J=1,10  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180  IOFF=0.2  RIGID=1
  10  J=9,11  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0  IOFF=0.2  RIGID=1
  11  J=10,12  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  12  J=11,13  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  13  J=12,14  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  14  J=13,15  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
```

```
  15  J=14,16  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  16  J=15,17  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  17  J=16,18  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  18  J=17,19  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  19  J=18,20  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  20  J=19,21  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  21  J=20,22  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180      JOFF=0.4  RIGID=1
  22  J=21,30  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0      JOFF=0.4  RIGID=1
  23  J=22,23  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0   IOFF=0.4  RIGID=1
  24  J=23,24  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  25  J=24,25  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  26  J=25,26  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  27  J=26,27  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  28  J=27,28  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  29  J=28,29  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  30  J=29,30  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0    JOFF=0.4  RIGID=1

LOAD
  NAME=LC1  SW=1 CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-108.667,-108.667
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-108.667,-108.667
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-108.667,-108.667
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-108.667,-108.667
      ADD=27  RD=0,1  UZ=-108.667,-108.667
      ADD=28  RD=0,1  UZ=-108.667,-108.667
      ADD=29  RD=0,1  UZ=-108.667,-108.667
      ADD=30  RD=0,1  UZ=-108.667,-108.667
      ADD=1  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=2  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=3  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=4  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=5  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=6  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=7  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=8  RD=0,1  UZ=-0,-0
  NAME=LC2  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-20.07,-20.07
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-20.07,-20.07
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-20.07,-20.07
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-20.07,-20.07
      ADD=27  RD=0,1  UZ=-20.07,-20.07
      ADD=28  RD=0,1  UZ=-20.07,-20.07
      ADD=29  RD=0,1  UZ=-20.07,-20.07
      ADD=30  RD=0,1  UZ=-20.07,-20.07
  NAME=LC3  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-20.07,-20.07
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-20.07,-20.07
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-20.07,-20.07
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-20.07,-20.07
  NAME=LC4  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=21  RD=0,1  UX=8.028,8.028
      ADD=19  RD=0,1  UX=8.028,8.028
      ADD=17  RD=0,1  UX=8.028,8.028
      ADD=15  RD=0,1  UX=8.028,8.028
      ADD=13  RD=0,1  UX=8.028,8.028
      ADD=11  RD=0,1  UX=8.028,8.028
      ADD=9  RD=0,1  UX=8.028,8.028
      ADD=22  RD=0,1  UX=-8.028,-8.028
      ADD=20  RD=0,1  UX=-8.028,-8.028
      ADD=18  RD=0,1  UX=-8.028,-8.028
      ADD=16  RD=0,1  UX=-8.028,-8.028
      ADD=14  RD=0,1  UX=-8.028,-8.028
      ADD=12  RD=0,1  UX=-8.028,-8.028
      ADD=10  RD=0,1  UX=-8.028,-8.028
  NAME=LC5  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=21  RD=0,1  UX=8.028,8.028
      ADD=19  RD=0,1  UX=8.028,8.028
      ADD=17  RD=0,1  UX=8.028,8.028
      ADD=15  RD=0,1  UX=8.028,8.028
      ADD=13  RD=0,1  UX=8.028,8.028
      ADD=11  RD=0,1  UX=8.028,8.028
      ADD=9  RD=0,1  UX=8.028,8.028
  NAME=LC6  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=21  RD=0,1  UX=55.664,48.848
```

```
        ADD=19  RD=0,1  UX=61.969,55.664
        ADD=17  RD=0,1  UX=68.274,61.969
        ADD=15  RD=0,1  UX=74.579,68.274
        ADD=13  RD=0,1  UX=80.884,74.579
        ADD=11  RD=0,1  UX=87.189,80.884
        ADD=9  RD=0,1  UX=94.431,87.189
        ADD=22  RD=0,1  UX=-55.664,-48.848
        ADD=20  RD=0,1  UX=-61.969,-55.664
        ADD=18  RD=0,1  UX=-68.274,-61.969
        ADD=16  RD=0,1  UX=-74.579,-68.274
        ADD=14  RD=0,1  UX=-80.884,-74.579
        ADD=12  RD=0,1  UX=-87.189,-80.884
        ADD=10  RD=0,1  UX=-94.431,-87.189
    NAME=LC7  CSYS=0
      TYPE=TEMPERATURE  ELEM=FRAME
        ADD=23  T=0
        ADD=24  T=0
        ADD=25  T=0
        ADD=26  T=0
        ADD=27  T=0
        ADD=28  T=0
        ADD=29  T=0
        ADD=30  T=0
    NAME=LC8  CSYS=0
      TYPE=TEMPERATURE  ELEM=FRAME
        ADD=23  T=-0
        ADD=24  T=-0
        ADD=25  T=-0
        ADD=26  T=-0
        ADD=27  T=-0
        ADD=28  T=-0
        ADD=29  T=-0
        ADD=30  T=-0
    NAME=LC9  CSYS=0
      TYPE=TEMPERATURE  ELEM=FRAME
        ADD=1  T=-15
        ADD=2  T=-15
        ADD=3  T=-15
        ADD=4  T=-15
        ADD=5  T=-15
        ADD=6  T=-15
        ADD=7  T=-15
        ADD=8  T=-15
        ADD=9  T=-15
        ADD=10  T=-15
        ADD=11  T=-15
        ADD=12  T=-15
        ADD=13  T=-15
        ADD=14  T=-15
        ADD=15  T=-15
        ADD=16  T=-15
        ADD=17  T=-15
        ADD=18  T=-15
        ADD=19  T=-15
        ADD=20  T=-15
        ADD=21  T=-15
        ADD=22  T=-15
        ADD=23  T=-15
        ADD=24  T=-15
        ADD=25  T=-15
        ADD=26  T=-15
        ADD=27  T=-15
        ADD=28  T=-15
        ADD=29  T=-15
        ADD=30  T=-15
    NAME=LC10  CSYS=0
      TYPE=DISTRIBUTED SPAN
        ADD=23  RD=0,1  UX=0,0
        ADD=24  RD=0,1  UX=0,0
        ADD=25  RD=0,1  UX=0,0
        ADD=26  RD=0,1  UX=0,0
        ADD=27  RD=0,1  UX=0,0
        ADD=28  RD=0,1  UX=0,0
        ADD=29  RD=0,1  UX=0,0
        ADD=30  RD=0,1  UX=0,0

COMBO
  NAME=COMB1
    LOAD=LC1  SF=1.35
    LOAD=LC2  SF=1.85
```

```
   LOAD=LC4   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
NAME=COMB2
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC2   SF=1.85
   LOAD=LC4   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
NAME=COMB3
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC3   SF=1.85
   LOAD=LC5   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
NAME=COMB4
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC3   SF=1.85
   LOAD=LC5   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
NAME=COMB5
   LOAD=LC1   SF=1.6
   LOAD=LC2   SF=1.6
   LOAD=LC4   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
NAME=COMB6
   LOAD=LC1   SF=1.6
   LOAD=LC2   SF=1.6
   LOAD=LC4   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
NAME=COMB7
   LOAD=LC1   SF=1.6
   LOAD=LC3   SF=1.6
   LOAD=LC5   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
NAME=COMB8
   LOAD=LC1   SF=1.6
   LOAD=LC3   SF=1.6
   LOAD=LC5   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
NAME=COMB9
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC2   SF=1.4
   LOAD=LC4   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
   LOAD=LC7   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
NAME=COMB10
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC2   SF=1.4
   LOAD=LC4   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
   LOAD=LC7   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
NAME=COMB11
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC2   SF=1.4
   LOAD=LC4   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
   LOAD=LC8   SF=1.35
   LOAD=LC9   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
NAME=COMB12
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC2   SF=1.4
   LOAD=LC4   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
   LOAD=LC8   SF=1.35
   LOAD=LC9   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
NAME=COMB13
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC3   SF=1.4
   LOAD=LC5   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
   LOAD=LC7   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
NAME=COMB14
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC3   SF=1.4
   LOAD=LC5   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
   LOAD=LC7   SF=1.35
```

```
   LOAD=LC10   SF=1.4
 NAME=COMB15
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC3   SF=1.4
   LOAD=LC5   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
   LOAD=LC8   SF=1.35
   LOAD=LC9   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
 NAME=COMB16
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC3   SF=1.4
   LOAD=LC5   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
   LOAD=LC8   SF=1.35
   LOAD=LC9   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
 NAME=COMB17
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=1
   LOAD=LC6   SF=1
 NAME=COMB18
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=.5
   LOAD=LC6   SF=.5
 NAME=COMB19
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC3   SF=1
   LOAD=LC5   SF=1
   LOAD=LC6   SF=1
 NAME=COMB20
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC3   SF=1
   LOAD=LC5   SF=.5
   LOAD=LC6   SF=.5
 NAME=COMB21
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=1
   LOAD=LC6   SF=1
   LOAD=LC7   SF=1
   LOAD=LC10   SF=1
 NAME=COMB22
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=.5
   LOAD=LC6   SF=.5
   LOAD=LC7   SF=1
   LOAD=LC10   SF=1
 NAME=COMB23
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=1
   LOAD=LC6   SF=1
   LOAD=LC8   SF=1
   LOAD=LC9   SF=1
   LOAD=LC10   SF=1
 NAME=COMB24
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=.5
   LOAD=LC6   SF=.5
   LOAD=LC8   SF=1
   LOAD=LC9   SF=1
   LOAD=LC10   SF=1
 NAME=COMB25
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC3   SF=1
   LOAD=LC5   SF=1
   LOAD=LC6   SF=1
   LOAD=LC7   SF=1
   LOAD=LC10   SF=1
 NAME=COMB26
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC3   SF=1
   LOAD=LC5   SF=.5
   LOAD=LC6   SF=.5
   LOAD=LC7   SF=1
```

```
      LOAD=LC10   SF=1
    NAME=COMB27
      LOAD=LC1   SF=1
      LOAD=LC3   SF=1
      LOAD=LC5   SF=1
      LOAD=LC6   SF=1
      LOAD=LC8   SF=1
      LOAD=LC9   SF=1
      LOAD=LC10   SF=1
    NAME=COMB28
      LOAD=LC1   SF=1
      LOAD=LC3   SF=1
      LOAD=LC5   SF=.5
      LOAD=LC6   SF=.5
      LOAD=LC8   SF=1
      LOAD=LC9   SF=1
      LOAD=LC10   SF=1
    NAME=COMB29
      LOAD=LC1   SF=1
      LOAD=LC6   SF=1
    NAME=USD   TYPE=ENVE
      COMB=COMB1   SF=1
      COMB=COMB2   SF=1
      COMB=COMB3   SF=1
      COMB=COMB4   SF=1
      COMB=COMB5   SF=1
      COMB=COMB6   SF=1
      COMB=COMB7   SF=1
      COMB=COMB8   SF=1
      COMB=COMB9   SF=1
      COMB=COMB10   SF=1
      COMB=COMB11   SF=1
      COMB=COMB12   SF=1
      COMB=COMB13   SF=1
      COMB=COMB14   SF=1
      COMB=COMB15   SF=1
      COMB=COMB16   SF=1
    NAME=WSD   TYPE=ENVE
      COMB=COMB17   SF=1
      COMB=COMB18   SF=1
      COMB=COMB19   SF=1
      COMB=COMB20   SF=1
      COMB=COMB21   SF=1
      COMB=COMB22   SF=1
      COMB=COMB23   SF=1
      COMB=COMB24   SF=1
      COMB=COMB25   SF=1
      COMB=COMB26   SF=1
      COMB=COMB27   SF=1
      COMB=COMB28   SF=1
      COMB=COMB29   SF=1

OUTPUT
; No Output Requested

END
```

8.2 지진시

```
SYSTEM
  DOF=UX,UZ,RY  LENGTH=m  FORCE=kN  PAGE=SECTIONS

JOINT
  1  X=0  Y=0  Z=0
  2  X=0.9  Y=0  Z=0
  3  X=1.533  Y=0  Z=0
  4  X=2.167  Y=0  Z=0
  5  X=2.8  Y=0  Z=0
  6  X=3.433  Y=0  Z=0
  7  X=4.067  Y=0  Z=0
  8  X=4.7  Y=0  Z=0
  9  X=5.6  Y=0  Z=0
  10  X=0  Y=0  Z=0.85
  11  X=5.6  Y=0  Z=0.85
  12  X=0  Y=0  Z=1.59
  13  X=5.6  Y=0  Z=1.59
  14  X=0  Y=0  Z=2.33
  15  X=5.6  Y=0  Z=2.33
  16  X=0  Y=0  Z=3.07
  17  X=5.6  Y=0  Z=3.07
  18  X=0  Y=0  Z=3.81
  19  X=5.6  Y=0  Z=3.81
  20  X=0  Y=0  Z=4.55
  21  X=5.6  Y=0  Z=4.55
  22  X=0  Y=0  Z=5.35
  23  X=0.8  Y=0  Z=5.35
  24  X=1.467  Y=0  Z=5.35
  25  X=2.133  Y=0  Z=5.35
  26  X=2.8  Y=0  Z=5.35
  27  X=3.467  Y=0  Z=5.35
  28  X=4.133  Y=0  Z=5.35
  29  X=4.8  Y=0  Z=5.35
  30  X=5.6  Y=0  Z=5.35

PATTERN
  NAME=DEFAULT

SPRING
  ADD=1  U1=8758  U3=26273
  ADD=1  U1=25779  U3=8593
  ADD=2  U1=8952  U3=26856
  ADD=3  U1=7395  U3=22186
  ADD=4  U1=7395  U3=22186
  ADD=5  U1=7395  U3=22186
  ADD=6  U1=7395  U3=22186
  ADD=7  U1=7395  U3=22186
  ADD=8  U1=8952  U3=26856
  ADD=9  U1=8758  U3=26273
  ADD=9  U1=25779  U3=8593
  ADD=10  U1=26444  U3=8815
  ADD=11  U1=26444  U3=8815
  ADD=12  U1=24615  U3=8205
  ADD=13  U1=24615  U3=8205
  ADD=14  U1=24615  U3=8205
  ADD=15  U1=24615  U3=8205
  ADD=16  U1=24615  U3=8205
  ADD=17  U1=24615  U3=8205
  ADD=18  U1=24615  U3=8205
  ADD=19  U1=24615  U3=8205
  ADD=20  U1=25613  U3=8538
  ADD=21  U1=25613  U3=8538
  ADD=22  U1=23284  U3=7762
  ADD=30  U1=23284  U3=7762
  ADD=22  U1=8174  U3=24521
  ADD=30  U1=8174  U3=24521
  ADD=23  U1=8563  U3=25689
  ADD=24  U1=7785  U3=23353
  ADD=25  U1=7785  U3=23353
  ADD=26  U1=7785  U3=23353
  ADD=27  U1=7785  U3=23353
  ADD=28  U1=7785  U3=23353
  ADD=29  U1=8563  U3=25689

MATERIAL
  NAME=STEEL  IDES=S  M=7.8271  W=76.8196
```

```
    T=0  E=2E+08  U=.3  A=.0000117  FY=248211.3
  NAME=CONC  IDES=C  M=2.498  W=24.5
    T=0  E=27537000  U=.18  A=.00001

FRAME SECTION
  NAME=TOPSLAB MAT=CONC SH=R T=0.6,1
  NAME=BOTSLAB MAT=CONC SH=R T=0.7,1
  NAME=WALL MAT=CONC SH=R T=0.6,1

FRAME
  1  J=1,2  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180   IOFF=0.125  RIGID=1
  2  J=2,3  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  3  J=3,4  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  4  J=4,5  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  5  J=5,6  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  6  J=6,7  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  7  J=7,8  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  8  J=8,9  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180    JOFF=0.125  RIGID=1
  9  J=1,10  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180      IOFF=0.2  RIGID=1
  10  J=9,11  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0      IOFF=0.2  RIGID=1
  11  J=10,12  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  12  J=11,13  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  13  J=12,14  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  14  J=13,15  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  15  J=14,16  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  16  J=15,17  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  17  J=16,18  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  18  J=17,19  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  19  J=18,20  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  20  J=19,21  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  21  J=20,22  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180      JOFF=0.4  RIGID=1
  22  J=21,30  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0      JOFF=0.4  RIGID=1
  23  J=22,23  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0   IOFF=0.4  RIGID=1
  24  J=23,24  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  25  J=24,25  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  26  J=25,26  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  27  J=26,27  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  28  J=27,28  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  29  J=28,29  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  30  J=29,30  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0    JOFF=0.4  RIGID=1

LOAD
  NAME=LC1  SW=1 CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-108.667,-108.667
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-108.667,-108.667
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-108.667,-108.667
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-108.667,-108.667
      ADD=27  RD=0,1  UZ=-108.667,-108.667
      ADD=28  RD=0,1  UZ=-108.667,-108.667
      ADD=29  RD=0,1  UZ=-108.667,-108.667
      ADD=30  RD=0,1  UZ=-108.667,-108.667
      ADD=1  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=2  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=3  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=4  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=5  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=6  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=7  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=8  RD=0,1  UZ=-0,-0
  NAME=LC2  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-20.07,-20.07
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-20.07,-20.07
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-20.07,-20.07
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-20.07,-20.07
      ADD=27  RD=0,1  UZ=-20.07,-20.07
      ADD=28  RD=0,1  UZ=-20.07,-20.07
      ADD=29  RD=0,1  UZ=-20.07,-20.07
      ADD=30  RD=0,1  UZ=-20.07,-20.07
  NAME=TOPSOIL  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UX=77.816,77.816
      ADD=24  RD=0,1  UX=77.816,77.816
      ADD=25  RD=0,1  UX=77.816,77.816
      ADD=26  RD=0,1  UX=77.816,77.816
      ADD=27  RD=0,1  UX=77.816,77.816
      ADD=28  RD=0,1  UX=77.816,77.816
      ADD=29  RD=0,1  UX=77.816,77.816
      ADD=30  RD=0,1  UX=77.816,77.816
```

```
  NAME=WALLSOIL  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=21  RD=0,1  UX=196.751,221.665
      ADD=19  RD=0,1  UX=170.839,196.751
      ADD=17  RD=0,1  UX=142.299,170.839
      ADD=15  RD=0,1  UX=111.331,142.299
      ADD=13  RD=0,1  UX=78.102,111.331
      ADD=11  RD=0,1  UX=42.809,78.102
      ADD=9  RD=0,1  UX=0,42.809
      ADD=22  RD=0,1  UX=196.751,221.665
      ADD=20  RD=0,1  UX=170.839,196.751
      ADD=18  RD=0,1  UX=142.299,170.839
      ADD=16  RD=0,1  UX=111.331,142.299
      ADD=14  RD=0,1  UX=78.102,111.331
      ADD=12  RD=0,1  UX=42.809,78.102
      ADD=10  RD=0,1  UX=0,42.809
  NAME=SHEAR CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UX=26.989,26.989
      ADD=24  RD=0,1  UX=26.989,26.989
      ADD=25  RD=0,1  UX=26.989,26.989
      ADD=26  RD=0,1  UX=26.989,26.989
      ADD=27  RD=0,1  UX=26.989,26.989
      ADD=28  RD=0,1  UX=26.989,26.989
      ADD=29  RD=0,1  UX=26.989,26.989
      ADD=30  RD=0,1  UX=26.989,26.989
      ADD=1  RD=0,1  UX=-48.927,-48.927
      ADD=2  RD=0,1  UX=-48.927,-48.927
      ADD=3  RD=0,1  UX=-48.927,-48.927
      ADD=4  RD=0,1  UX=-48.927,-48.927
      ADD=5  RD=0,1  UX=-48.927,-48.927
      ADD=6  RD=0,1  UX=-48.927,-48.927
      ADD=7  RD=0,1  UX=-48.927,-48.927
      ADD=8  RD=0,1  UX=-48.927,-48.927
      ADD=21  RD=0,1  UZ=-37.958,-37.958
      ADD=19  RD=0,1  UZ=-37.958,-37.958
      ADD=17  RD=0,1  UZ=-37.958,-37.958
      ADD=15  RD=0,1  UZ=-37.958,-37.958
      ADD=13  RD=0,1  UZ=-37.958,-37.958
      ADD=11  RD=0,1  UZ=-37.958,-37.958
      ADD=9  RD=0,1  UZ=-37.958,-37.958
      ADD=22  RD=0,1  UZ=37.958,37.958
      ADD=20  RD=0,1  UZ=37.958,37.958
      ADD=18  RD=0,1  UZ=37.958,37.958
      ADD=16  RD=0,1  UZ=37.958,37.958
      ADD=14  RD=0,1  UZ=37.958,37.958
      ADD=12  RD=0,1  UZ=37.958,37.958
      ADD=10  RD=0,1  UZ=37.958,37.958
  NAME=INERTIAF  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=1  RD=0,1  UX=2.967,2.967
      ADD=2  RD=0,1  UX=2.967,2.967
      ADD=3  RD=0,1  UX=2.967,2.967
      ADD=4  RD=0,1  UX=2.967,2.967
      ADD=5  RD=0,1  UX=2.967,2.967
      ADD=6  RD=0,1  UX=2.967,2.967
      ADD=7  RD=0,1  UX=2.967,2.967
      ADD=10  RD=0,1  UX=2.47,2.47
      ADD=11  RD=0,1  UX=2.47,2.47
      ADD=13  RD=0,1  UX=2.47,2.47
      ADD=14  RD=0,1  UX=2.47,2.47
      ADD=15  RD=0,1  UX=2.47,2.47
      ADD=16  RD=0,1  UX=2.47,2.47
      ADD=17  RD=0,1  UX=2.47,2.47
      ADD=18  RD=0,1  UX=2.47,2.47
      ADD=19  RD=0,1  UX=2.47,2.47
      ADD=20  RD=0,1  UX=2.47,2.47
      ADD=21  RD=0,1  UX=2.47,2.47
      ADD=22  RD=0,1  UX=2.47,2.47
      ADD=23  RD=0,1  UX=2.396,2.396
      ADD=24  RD=0,1  UX=2.396,2.396
      ADD=25  RD=0,1  UX=2.396,2.396
      ADD=26  RD=0,1  UX=2.396,2.396
      ADD=27  RD=0,1  UX=2.396,2.396
      ADD=28  RD=0,1  UX=2.396,2.396
      ADD=29  RD=0,1  UX=2.396,2.396
      ADD=30  RD=0,1  UX=2.396,2.396

COMBO
  NAME=COMB1
```

```
    LOAD=LC1  SF=1
    LOAD=LC2  SF=1
    LOAD=TOPSOIL  SF=1
    LOAD=WALLSOIL  SF=1
    LOAD=SHEAR  SF=1
    LOAD=INERTIAF  SF=1

OUTPUT
; No Output Requested

END
```

9. OUPUT DATA

9.1 상시

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1	USD_MAX	0.125	-99.376	-450.685	0.000	0.000	0.000	-212.226
1	USD_MAX	0.319	-99.376	-455.170	0.000	0.000	0.000	-121.130
1	USD_MAX	0.513	-99.376	-459.656	0.000	0.000	0.000	-20.338
1	USD_MAX	0.706	-99.376	-464.142	0.000	0.000	0.000	89.121
1	USD_MAX	0.900	-99.376	-468.628	0.000	0.000	0.000	199.610
1	USD_MIN	0.125	-360.553	-555.993	0.000	0.000	0.000	-409.361
1	USD_MIN	0.319	-360.553	-561.309	0.000	0.000	0.000	-304.130
1	USD_MIN	0.513	-360.553	-566.626	0.000	0.000	0.000	-206.382
1	USD_MIN	0.706	-360.553	-571.942	0.000	0.000	0.000	-115.163
1	USD_MIN	0.900	-360.553	-577.259	0.000	0.000	0.000	-23.075
2	USD_MAX	0.000	-99.376	-295.948	0.000	0.000	0.000	199.610
2	USD_MAX	0.158	-99.376	-299.612	0.000	0.000	0.000	257.087
2	USD_MAX	0.317	-99.376	-303.276	0.000	0.000	0.000	315.250
2	USD_MAX	0.475	-99.376	-306.939	0.000	0.000	0.000	374.101
2	USD_MAX	0.633	-99.376	-310.603	0.000	0.000	0.000	433.639
2	USD_MIN	0.000	-360.553	-365.740	0.000	0.000	0.000	-23.075
2	USD_MIN	0.158	-360.553	-370.082	0.000	0.000	0.000	26.822
2	USD_MIN	0.317	-360.553	-374.424	0.000	0.000	0.000	77.299
2	USD_MIN	0.475	-360.553	-378.767	0.000	0.000	0.000	128.355
2	USD_MIN	0.633	-360.553	-383.109	0.000	0.000	0.000	179.991
3	USD_MAX	0.000	-99.376	-173.988	0.000	0.000	0.000	433.639
3	USD_MAX	0.159	-99.376	-177.658	0.000	0.000	0.000	467.286
3	USD_MAX	0.317	-99.376	-181.328	0.000	0.000	0.000	501.621
3	USD_MAX	0.476	-99.376	-184.998	0.000	0.000	0.000	536.647
3	USD_MAX	0.634	-99.376	-188.667	0.000	0.000	0.000	572.361
3	USD_MIN	0.000	-360.553	-224.352	0.000	0.000	0.000	179.991
3	USD_MIN	0.159	-360.553	-228.701	0.000	0.000	0.000	211.152
3	USD_MIN	0.317	-360.553	-233.050	0.000	0.000	0.000	242.894
3	USD_MIN	0.476	-360.553	-237.400	0.000	0.000	0.000	275.217
3	USD_MIN	0.634	-360.553	-241.749	0.000	0.000	0.000	308.122
4	USD_MAX	0.000	-99.376	-54.152	0.000	0.000	0.000	572.361
4	USD_MAX	0.158	-99.376	-57.816	0.000	0.000	0.000	582.790
4	USD_MAX	0.317	-99.376	-61.480	0.000	0.000	0.000	593.906
4	USD_MAX	0.475	-99.376	-65.144	0.000	0.000	0.000	605.708
4	USD_MAX	0.633	-99.376	-68.808	0.000	0.000	0.000	618.199
4	USD_MIN	0.000	-360.553	-85.501	0.000	0.000	0.000	308.122
4	USD_MIN	0.158	-360.553	-89.844	0.000	0.000	0.000	320.643
4	USD_MIN	0.317	-360.553	-94.186	0.000	0.000	0.000	333.742
4	USD_MIN	0.475	-360.553	-98.529	0.000	0.000	0.000	347.422
4	USD_MIN	0.633	-360.553	-102.871	0.000	0.000	0.000	361.682
5	USD_MAX	0.000	-99.376	82.351	0.000	0.000	0.000	618.199
5	USD_MAX	0.158	-99.376	78.009	0.000	0.000	0.000	605.708
5	USD_MAX	0.317	-99.376	73.667	0.000	0.000	0.000	593.906
5	USD_MAX	0.475	-99.376	69.324	0.000	0.000	0.000	582.790
5	USD_MAX	0.633	-99.376	64.982	0.000	0.000	0.000	572.361
5	USD_MIN	0.000	-360.553	40.596	0.000	0.000	0.000	361.682
5	USD_MIN	0.158	-360.553	36.932	0.000	0.000	0.000	355.547
5	USD_MIN	0.317	-360.553	33.268	0.000	0.000	0.000	349.993
5	USD_MIN	0.475	-360.553	29.604	0.000	0.000	0.000	345.018
5	USD_MIN	0.633	-360.553	25.940	0.000	0.000	0.000	340.623
6	USD_MAX	0.000	-99.376	230.954	0.000	0.000	0.000	572.361
6	USD_MAX	0.159	-99.376	226.605	0.000	0.000	0.000	536.647
6	USD_MAX	0.317	-99.376	222.255	0.000	0.000	0.000	501.621
6	USD_MAX	0.476	-99.376	217.906	0.000	0.000	0.000	467.286
6	USD_MAX	0.634	-99.376	213.557	0.000	0.000	0.000	433.639

6	USD_MIN	0.000	-360.553	160.716	0.000	0.000	0.000	340.623
6	USD_MIN	0.159	-360.553	157.047	0.000	0.000	0.000	315.440
6	USD_MIN	0.317	-360.553	153.377	0.000	0.000	0.000	288.150
6	USD_MIN	0.476	-360.553	149.707	0.000	0.000	0.000	258.455
6	USD_MIN	0.634	-360.553	146.037	0.000	0.000	0.000	229.341
7	USD_MAX	0.000	-99.376	383.109	0.000	0.000	0.000	433.639
7	USD_MAX	0.158	-99.376	378.767	0.000	0.000	0.000	374.101
7	USD_MAX	0.317	-99.376	374.424	0.000	0.000	0.000	315.250
7	USD_MAX	0.475	-99.376	370.082	0.000	0.000	0.000	257.087
7	USD_MAX	0.633	-99.376	365.740	0.000	0.000	0.000	199.610
7	USD_MIN	0.000	-360.553	284.816	0.000	0.000	0.000	229.341
7	USD_MIN	0.158	-360.553	281.152	0.000	0.000	0.000	178.076
7	USD_MIN	0.317	-360.553	277.488	0.000	0.000	0.000	127.391
7	USD_MIN	0.475	-360.553	273.824	0.000	0.000	0.000	77.286
7	USD_MIN	0.633	-360.553	270.160	0.000	0.000	0.000	27.761
8	USD_MAX	0.000	-99.376	577.259	0.000	0.000	0.000	199.610
8	USD_MAX	0.194	-99.376	571.942	0.000	0.000	0.000	96.991
8	USD_MAX	0.388	-99.376	566.626	0.000	0.000	0.000	-3.544
8	USD_MAX	0.581	-99.376	561.309	0.000	0.000	0.000	-95.556
8	USD_MAX	0.775	-99.376	555.993	0.000	0.000	0.000	-178.770
8	USD_MIN	0.000	-360.553	444.535	0.000	0.000	0.000	27.761
8	USD_MIN	0.194	-360.553	440.049	0.000	0.000	0.000	-66.782
8	USD_MIN	0.388	-360.553	435.563	0.000	0.000	0.000	-160.456
8	USD_MIN	0.581	-360.553	431.077	0.000	0.000	0.000	-260.897
8	USD_MIN	0.775	-360.553	426.591	0.000	0.000	0.000	-369.136
9	USD_MAX	0.200	-616.228	-103.844	0.000	0.000	0.000	-247.707
9	USD_MAX	0.525	-609.779	-84.467	0.000	0.000	0.000	-215.749
9	USD_MAX	0.850	-603.329	-65.630	0.000	0.000	0.000	-155.403
9	USD_MIN	0.200	-763.726	-347.289	0.000	0.000	0.000	-404.779
9	USD_MIN	0.525	-756.082	-295.616	0.000	0.000	0.000	-301.604
9	USD_MIN	0.850	-748.438	-245.383	0.000	0.000	0.000	-228.834
10	USD_MAX	0.200	-591.882	-88.146	0.000	0.000	0.000	-212.473
10	USD_MAX	0.525	-585.432	-70.335	0.000	0.000	0.000	-180.147
10	USD_MAX	0.850	-578.983	-53.063	0.000	0.000	0.000	-111.737
10	USD_MIN	0.200	-763.726	-328.039	0.000	0.000	0.000	-370.414
10	USD_MIN	0.525	-756.082	-276.366	0.000	0.000	0.000	-273.609
10	USD_MIN	0.850	-748.438	-226.134	0.000	0.000	0.000	-227.962
11	USD_MAX	0.000	-603.329	-65.630	0.000	0.000	0.000	-155.403
11	USD_MAX	0.370	-595.986	-44.842	0.000	0.000	0.000	-82.047
11	USD_MAX	0.740	-588.644	-24.753	0.000	0.000	0.000	-28.856
11	USD_MIN	0.000	-748.438	-245.383	0.000	0.000	0.000	-228.834
11	USD_MIN	0.370	-739.735	-189.948	0.000	0.000	0.000	-207.547
11	USD_MIN	0.740	-731.033	-136.379	0.000	0.000	0.000	-194.693
12	USD_MAX	0.000	-578.983	-53.063	0.000	0.000	0.000	-111.737
12	USD_MAX	0.370	-571.640	-34.057	0.000	0.000	0.000	-51.766
12	USD_MAX	0.740	-564.297	-15.751	0.000	0.000	0.000	-10.202
12	USD_MIN	0.000	-748.438	-226.134	0.000	0.000	0.000	-227.962
12	USD_MIN	0.370	-739.735	-170.698	0.000	0.000	0.000	-207.547
12	USD_MIN	0.740	-731.033	-117.129	0.000	0.000	0.000	-194.693
13	USD_MAX	0.000	-588.644	-24.753	0.000	0.000	0.000	-28.856
13	USD_MAX	0.370	-581.301	-5.365	0.000	0.000	0.000	4.859
13	USD_MAX	0.740	-573.958	13.324	0.000	0.000	0.000	25.208
13	USD_MIN	0.000	-731.033	-136.379	0.000	0.000	0.000	-194.693
13	USD_MIN	0.370	-722.331	-84.676	0.000	0.000	0.000	-189.143
13	USD_MIN	0.740	-713.628	-34.840	0.000	0.000	0.000	-190.637
14	USD_MAX	0.000	-564.297	-15.751	0.000	0.000	0.000	-10.202
14	USD_MAX	0.370	-556.955	1.856	0.000	0.000	0.000	13.645
14	USD_MAX	0.740	-549.612	18.762	0.000	0.000	0.000	20.466
14	USD_MIN	0.000	-731.033	-117.129	0.000	0.000	0.000	-194.693
14	USD_MIN	0.370	-722.331	-65.426	0.000	0.000	0.000	-189.143
14	USD_MIN	0.740	-713.628	-15.590	0.000	0.000	0.000	-190.637

15	USD_MAX	0.000	-573.958	13.324	0.000	0.000	0.000	25.208
15	USD_MAX	0.370	-566.616	36.601	0.000	0.000	0.000	29.167
15	USD_MAX	0.740	-559.273	82.705	0.000	0.000	0.000	15.722
15	USD_MIN	0.000	-713.628	-34.840	0.000	0.000	0.000	-190.637
15	USD_MIN	0.370	-704.926	13.131	0.000	0.000	0.000	-198.916
15	USD_MIN	0.740	-696.223	35.624	0.000	0.000	0.000	-213.722
16	USD_MAX	0.000	-549.612	18.762	0.000	0.000	0.000	20.466
16	USD_MAX	0.370	-542.269	51.039	0.000	0.000	0.000	16.626
16	USD_MAX	0.740	-534.927	92.390	0.000	0.000	0.000	-3.942
16	USD_MIN	0.000	-713.628	-15.590	0.000	0.000	0.000	-190.637
16	USD_MIN	0.370	-704.926	27.092	0.000	0.000	0.000	-198.916
16	USD_MIN	0.740	-696.223	44.381	0.000	0.000	0.000	-213.722
17	USD_MAX	0.000	-559.273	82.705	0.000	0.000	0.000	15.722
17	USD_MAX	0.370	-551.931	126.943	0.000	0.000	0.000	-14.437
17	USD_MAX	0.740	-544.588	169.314	0.000	0.000	0.000	-60.618
17	USD_MIN	0.000	-696.223	35.624	0.000	0.000	0.000	-213.722
17	USD_MIN	0.370	-687.521	52.213	0.000	0.000	0.000	-234.795
17	USD_MIN	0.740	-678.819	68.102	0.000	0.000	0.000	-261.877
18	USD_MAX	0.000	-534.927	92.390	0.000	0.000	0.000	-3.942
18	USD_MAX	0.370	-527.584	131.875	0.000	0.000	0.000	-41.222
18	USD_MAX	0.740	-520.241	169.494	0.000	0.000	0.000	-94.526
18	USD_MIN	0.000	-696.223	44.381	0.000	0.000	0.000	-213.722
18	USD_MIN	0.370	-687.521	60.970	0.000	0.000	0.000	-234.795
18	USD_MIN	0.740	-678.819	75.520	0.000	0.000	0.000	-261.877
19	USD_MAX	0.000	-544.588	169.314	0.000	0.000	0.000	-60.618
19	USD_MAX	0.370	-537.245	209.819	0.000	0.000	0.000	-122.131
19	USD_MAX	0.740	-529.903	248.458	0.000	0.000	0.000	-198.285
19	USD_MIN	0.000	-678.819	68.102	0.000	0.000	0.000	-261.877
19	USD_MIN	0.370	-670.116	83.292	0.000	0.000	0.000	-294.708
19	USD_MIN	0.740	-661.414	97.781	0.000	0.000	0.000	-333.030
20	USD_MAX	0.000	-520.241	169.494	0.000	0.000	0.000	-94.526
20	USD_MAX	0.370	-512.899	209.819	0.000	0.000	0.000	-163.161
20	USD_MAX	0.740	-505.556	248.458	0.000	0.000	0.000	-246.438
20	USD_MIN	0.000	-678.819	75.520	0.000	0.000	0.000	-261.877
20	USD_MIN	0.370	-670.116	88.927	0.000	0.000	0.000	-294.708
20	USD_MIN	0.740	-661.414	101.635	0.000	0.000	0.000	-333.030
21	USD_MAX	0.000	-529.903	248.458	0.000	0.000	0.000	-198.285
21	USD_MAX	0.200	-525.934	268.567	0.000	0.000	0.000	-245.303
21	USD_MAX	0.400	-521.965	288.131	0.000	0.000	0.000	-291.485
21	USD_MIN	0.000	-661.414	97.781	0.000	0.000	0.000	-333.030
21	USD_MIN	0.200	-656.710	105.322	0.000	0.000	0.000	-355.940
21	USD_MIN	0.400	-652.006	112.658	0.000	0.000	0.000	-407.408
22	USD_MAX	0.000	-505.556	248.458	0.000	0.000	0.000	-246.438
22	USD_MAX	0.200	-501.587	268.567	0.000	0.000	0.000	-289.448
22	USD_MAX	0.400	-497.618	288.131	0.000	0.000	0.000	-311.731
22	USD_MIN	0.000	-661.414	101.635	0.000	0.000	0.000	-333.030
22	USD_MIN	0.200	-656.710	108.212	0.000	0.000	0.000	-357.200
22	USD_MIN	0.400	-652.006	114.585	0.000	0.000	0.000	-410.243
23	USD_MAX	0.400	-126.718	-436.169	0.000	0.000	0.000	-146.299
23	USD_MAX	0.500	-126.718	-416.705	0.000	0.000	0.000	-102.814
23	USD_MAX	0.600	-126.718	-397.240	0.000	0.000	0.000	-59.926
23	USD_MAX	0.700	-126.718	-377.776	0.000	0.000	0.000	-17.947
23	USD_MAX	0.800	-126.718	-358.312	0.000	0.000	0.000	26.497
23	USD_MIN	0.400	-325.622	-550.798	0.000	0.000	0.000	-291.552
23	USD_MIN	0.500	-325.622	-527.848	0.000	0.000	0.000	-237.619
23	USD_MIN	0.600	-325.622	-504.898	0.000	0.000	0.000	-185.982
23	USD_MIN	0.700	-325.622	-481.948	0.000	0.000	0.000	-139.462
23	USD_MIN	0.800	-325.622	-458.998	0.000	0.000	0.000	-99.560
24	USD_MAX	0.000	-126.718	-358.312	0.000	0.000	0.000	26.497
24	USD_MAX	0.167	-126.718	-325.855	0.000	0.000	0.000	95.503
24	USD_MAX	0.334	-126.718	-293.398	0.000	0.000	0.000	158.127

24	USD_MAX	0.500	-126.718	-260.941	0.000	0.000	0.000	214.370
24	USD_MAX	0.667	-126.718	-228.485	0.000	0.000	0.000	264.232
24	USD_MIN	0.000	-325.622	-458.998	0.000	0.000	0.000	-99.560
24	USD_MIN	0.167	-325.622	-420.729	0.000	0.000	0.000	-37.352
24	USD_MIN	0.334	-325.622	-382.460	0.000	0.000	0.000	19.443
24	USD_MIN	0.500	-325.622	-344.191	0.000	0.000	0.000	70.826
24	USD_MIN	0.667	-325.622	-305.922	0.000	0.000	0.000	116.797
25	USD_MAX	0.000	-126.718	-228.485	0.000	0.000	0.000	264.232
25	USD_MAX	0.167	-126.718	-196.076	0.000	0.000	0.000	310.065
25	USD_MAX	0.333	-126.718	-163.668	0.000	0.000	0.000	351.457
25	USD_MAX	0.500	-126.718	-131.260	0.000	0.000	0.000	386.488
25	USD_MAX	0.666	-126.718	-98.840	0.000	0.000	0.000	415.156
25	USD_MIN	0.000	-325.622	-305.922	0.000	0.000	0.000	116.797
25	USD_MIN	0.167	-325.622	-267.711	0.000	0.000	0.000	157.299
25	USD_MIN	0.333	-325.622	-229.499	0.000	0.000	0.000	192.406
25	USD_MIN	0.500	-325.622	-191.288	0.000	0.000	0.000	222.116
25	USD_MIN	0.666	-325.622	-153.076	0.000	0.000	0.000	243.913
26	USD_MAX	0.000	-126.718	-98.840	0.000	0.000	0.000	415.156
26	USD_MAX	0.167	-126.718	-64.877	0.000	0.000	0.000	437.491
26	USD_MAX	0.334	-126.718	-30.914	0.000	0.000	0.000	453.444
26	USD_MAX	0.500	-126.718	3.049	0.000	0.000	0.000	463.016
26	USD_MAX	0.667	-126.718	37.011	0.000	0.000	0.000	466.207
26	USD_MIN	0.000	-325.622	-153.076	0.000	0.000	0.000	243.913
26	USD_MIN	0.167	-325.622	-114.807	0.000	0.000	0.000	257.690
26	USD_MIN	0.334	-325.622	-76.538	0.000	0.000	0.000	266.056
26	USD_MIN	0.500	-325.622	-38.269	0.000	0.000	0.000	269.009
26	USD_MIN	0.667	-325.622	0.000	0.000	0.000	0.000	266.550
27	USD_MAX	0.000	-126.718	37.011	0.000	0.000	0.000	466.207
27	USD_MAX	0.167	-126.718	66.572	0.000	0.000	0.000	463.016
27	USD_MAX	0.334	-126.718	99.487	0.000	0.000	0.000	453.444
27	USD_MAX	0.500	-126.718	132.401	0.000	0.000	0.000	437.491
27	USD_MAX	0.667	-126.718	165.315	0.000	0.000	0.000	415.156
27	USD_MIN	0.000	-325.622	0.000	0.000	0.000	0.000	266.550
27	USD_MIN	0.167	-325.622	32.457	0.000	0.000	0.000	259.069
27	USD_MIN	0.334	-325.622	64.914	0.000	0.000	0.000	246.958
27	USD_MIN	0.500	-325.622	97.370	0.000	0.000	0.000	230.215
27	USD_MIN	0.667	-325.622	129.827	0.000	0.000	0.000	208.842
28	USD_MAX	0.000	-126.718	165.315	0.000	0.000	0.000	415.156
28	USD_MAX	0.167	-126.718	198.180	0.000	0.000	0.000	386.488
28	USD_MAX	0.333	-126.718	231.045	0.000	0.000	0.000	351.457
28	USD_MAX	0.500	-126.718	267.711	0.000	0.000	0.000	310.065
28	USD_MAX	0.666	-126.718	305.922	0.000	0.000	0.000	262.310
28	USD_MIN	0.000	-325.622	129.827	0.000	0.000	0.000	208.842
28	USD_MIN	0.167	-325.622	162.168	0.000	0.000	0.000	182.880
28	USD_MIN	0.333	-325.622	189.898	0.000	0.000	0.000	152.302
28	USD_MIN	0.500	-325.622	217.628	0.000	0.000	0.000	117.106
28	USD_MIN	0.666	-325.622	245.358	0.000	0.000	0.000	77.293
29	USD_MAX	0.000	-126.718	305.922	0.000	0.000	0.000	262.310
29	USD_MAX	0.167	-126.718	344.191	0.000	0.000	0.000	208.106
29	USD_MAX	0.334	-126.718	382.460	0.000	0.000	0.000	147.522
29	USD_MAX	0.500	-126.718	420.729	0.000	0.000	0.000	80.556
29	USD_MAX	0.667	-126.718	458.998	0.000	0.000	0.000	7.208
29	USD_MIN	0.000	-325.622	245.358	0.000	0.000	0.000	77.293
29	USD_MIN	0.167	-325.622	273.129	0.000	0.000	0.000	32.793
29	USD_MIN	0.334	-325.622	300.901	0.000	0.000	0.000	-16.337
29	USD_MIN	0.500	-325.622	328.672	0.000	0.000	0.000	-71.080
29	USD_MIN	0.667	-325.622	356.444	0.000	0.000	0.000	-130.479
30	USD_MAX	0.000	-126.718	458.998	0.000	0.000	0.000	7.208
30	USD_MAX	0.100	-126.718	481.948	0.000	0.000	0.000	-39.839
30	USD_MAX	0.200	-126.718	504.898	0.000	0.000	0.000	-84.509
30	USD_MAX	0.300	-126.718	527.848	0.000	0.000	0.000	-128.304

30	USD_MAX	0.400	-126.718	550.798	0.000	0.000	0.000	-174.045
30	USD_MIN	0.000	-325.622	356.444	0.000	0.000	0.000	-130.479
30	USD_MIN	0.100	-325.622	373.098	0.000	0.000	0.000	-168.322
30	USD_MIN	0.200	-325.622	389.753	0.000	0.000	0.000	-209.978
30	USD_MIN	0.300	-325.622	406.407	0.000	0.000	0.000	-257.756
30	USD_MIN	0.400	-325.622	423.062	0.000	0.000	0.000	-307.508

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1	WSD_MAX	0.125	-88.090	-305.877	0.000	0.000	0.000	-164.225
1	WSD_MAX	0.319	-88.090	-309.199	0.000	0.000	0.000	-96.996
1	WSD_MAX	0.513	-88.090	-312.522	0.000	0.000	0.000	-29.123
1	WSD_MAX	0.706	-88.090	-315.845	0.000	0.000	0.000	39.394
1	WSD_MAX	0.900	-88.090	-319.168	0.000	0.000	0.000	108.555
1	WSD_MIN	0.125	-222.708	-347.495	0.000	0.000	0.000	-255.851
1	WSD_MIN	0.319	-222.708	-350.818	0.000	0.000	0.000	-190.082
1	WSD_MIN	0.513	-222.708	-354.141	0.000	0.000	0.000	-123.669
1	WSD_MIN	0.706	-222.708	-357.464	0.000	0.000	0.000	-56.612
1	WSD_MIN	0.900	-222.708	-360.787	0.000	0.000	0.000	11.089
2	WSD_MAX	0.000	-88.090	-201.062	0.000	0.000	0.000	108.555
2	WSD_MAX	0.158	-88.090	-203.776	0.000	0.000	0.000	144.571
2	WSD_MAX	0.317	-88.090	-206.490	0.000	0.000	0.000	181.016
2	WSD_MAX	0.475	-88.090	-209.203	0.000	0.000	0.000	217.891
2	WSD_MAX	0.633	-88.090	-211.917	0.000	0.000	0.000	255.196
2	WSD_MIN	0.000	-222.708	-228.587	0.000	0.000	0.000	11.089
2	WSD_MIN	0.158	-222.708	-231.301	0.000	0.000	0.000	47.453
2	WSD_MIN	0.317	-222.708	-234.015	0.000	0.000	0.000	84.247
2	WSD_MIN	0.475	-222.708	-236.729	0.000	0.000	0.000	121.471
2	WSD_MIN	0.633	-222.708	-239.443	0.000	0.000	0.000	159.124
3	WSD_MAX	0.000	-88.090	-117.155	0.000	0.000	0.000	255.196
3	WSD_MAX	0.159	-88.090	-119.874	0.000	0.000	0.000	276.293
3	WSD_MAX	0.317	-88.090	-122.592	0.000	0.000	0.000	297.821
3	WSD_MAX	0.476	-88.090	-125.310	0.000	0.000	0.000	319.781
3	WSD_MAX	0.634	-88.090	-128.029	0.000	0.000	0.000	342.171
3	WSD_MIN	0.000	-222.708	-140.220	0.000	0.000	0.000	159.124
3	WSD_MIN	0.159	-222.708	-142.938	0.000	0.000	0.000	181.564
3	WSD_MIN	0.317	-222.708	-145.657	0.000	0.000	0.000	203.140
3	WSD_MIN	0.476	-222.708	-148.375	0.000	0.000	0.000	222.786
3	WSD_MIN	0.634	-222.708	-151.093	0.000	0.000	0.000	242.863
4	WSD_MAX	0.000	-88.090	-35.209	0.000	0.000	0.000	342.171
4	WSD_MAX	0.158	-88.090	-37.923	0.000	0.000	0.000	348.713
4	WSD_MAX	0.317	-88.090	-40.637	0.000	0.000	0.000	355.685
4	WSD_MAX	0.475	-88.090	-43.351	0.000	0.000	0.000	363.087
4	WSD_MAX	0.633	-88.090	-46.065	0.000	0.000	0.000	370.918
4	WSD_MIN	0.000	-222.708	-53.438	0.000	0.000	0.000	242.863
4	WSD_MIN	0.158	-222.708	-56.152	0.000	0.000	0.000	248.650
4	WSD_MIN	0.317	-222.708	-58.866	0.000	0.000	0.000	254.866
4	WSD_MIN	0.475	-222.708	-61.580	0.000	0.000	0.000	261.512
4	WSD_MIN	0.633	-222.708	-64.294	0.000	0.000	0.000	268.587
5	WSD_MAX	0.000	-88.090	51.470	0.000	0.000	0.000	370.918
5	WSD_MAX	0.158	-88.090	48.756	0.000	0.000	0.000	363.087
5	WSD_MAX	0.317	-88.090	46.042	0.000	0.000	0.000	355.685
5	WSD_MAX	0.475	-88.090	43.328	0.000	0.000	0.000	348.713
5	WSD_MAX	0.633	-88.090	40.614	0.000	0.000	0.000	342.171
5	WSD_MIN	0.000	-222.708	33.242	0.000	0.000	0.000	268.587
5	WSD_MIN	0.158	-222.708	30.528	0.000	0.000	0.000	261.512
5	WSD_MIN	0.317	-222.708	27.815	0.000	0.000	0.000	254.866
5	WSD_MIN	0.475	-222.708	25.101	0.000	0.000	0.000	248.650
5	WSD_MIN	0.633	-222.708	22.387	0.000	0.000	0.000	242.863
6	WSD_MAX	0.000	-88.090	144.346	0.000	0.000	0.000	342.171
6	WSD_MAX	0.159	-88.090	141.628	0.000	0.000	0.000	319.781
6	WSD_MAX	0.317	-88.090	138.910	0.000	0.000	0.000	297.821
6	WSD_MAX	0.476	-88.090	136.191	0.000	0.000	0.000	276.293
6	WSD_MAX	0.634	-88.090	133.473	0.000	0.000	0.000	255.196

6	WSD_MIN	0.000	-222.708	121.288	0.000	0.000	0.000	242.863
6	WSD_MIN	0.159	-222.708	118.569	0.000	0.000	0.000	222.786
6	WSD_MIN	0.317	-222.708	115.851	0.000	0.000	0.000	203.140
6	WSD_MIN	0.476	-222.708	113.133	0.000	0.000	0.000	183.925
6	WSD_MIN	0.634	-222.708	110.414	0.000	0.000	0.000	165.140
7	WSD_MAX	0.000	-88.090	239.443	0.000	0.000	0.000	255.196
7	WSD_MAX	0.158	-88.090	236.729	0.000	0.000	0.000	217.891
7	WSD_MAX	0.317	-88.090	234.015	0.000	0.000	0.000	181.016
7	WSD_MAX	0.475	-88.090	231.301	0.000	0.000	0.000	145.387
7	WSD_MAX	0.633	-88.090	228.587	0.000	0.000	0.000	112.651
7	WSD_MIN	0.000	-222.708	211.917	0.000	0.000	0.000	165.140
7	WSD_MIN	0.158	-222.708	209.203	0.000	0.000	0.000	131.819
7	WSD_MIN	0.317	-222.708	206.490	0.000	0.000	0.000	98.927
7	WSD_MIN	0.475	-222.708	203.776	0.000	0.000	0.000	66.465
7	WSD_MIN	0.633	-222.708	201.062	0.000	0.000	0.000	34.432
8	WSD_MAX	0.000	-88.090	360.787	0.000	0.000	0.000	112.651
8	WSD_MAX	0.194	-88.090	357.464	0.000	0.000	0.000	49.189
8	WSD_MAX	0.388	-88.090	354.141	0.000	0.000	0.000	-13.629
8	WSD_MAX	0.581	-88.090	350.818	0.000	0.000	0.000	-75.804
8	WSD_MAX	0.775	-88.090	347.495	0.000	0.000	0.000	-137.334
8	WSD_MIN	0.000	-222.708	319.168	0.000	0.000	0.000	34.432
8	WSD_MIN	0.194	-222.708	315.845	0.000	0.000	0.000	-27.085
8	WSD_MIN	0.388	-222.708	312.522	0.000	0.000	0.000	-94.768
8	WSD_MIN	0.581	-222.708	309.199	0.000	0.000	0.000	-163.061
8	WSD_MIN	0.775	-222.708	305.877	0.000	0.000	0.000	-230.710
9	WSD_MAX	0.200	-421.133	-92.399	0.000	0.000	0.000	-187.764
9	WSD_MAX	0.525	-416.355	-76.252	0.000	0.000	0.000	-151.488
9	WSD_MAX	0.850	-411.578	-60.554	0.000	0.000	0.000	-105.563
9	WSD_MIN	0.200	-477.329	-214.637	0.000	0.000	0.000	-252.987
9	WSD_MIN	0.525	-472.551	-182.342	0.000	0.000	0.000	-188.502
9	WSD_MIN	0.850	-467.774	-150.946	0.000	0.000	0.000	-141.291
10	WSD_MAX	0.200	-421.133	-78.732	0.000	0.000	0.000	-160.011
10	WSD_MAX	0.525	-416.355	-63.889	0.000	0.000	0.000	-134.182
10	WSD_MAX	0.850	-411.578	-49.495	0.000	0.000	0.000	-92.212
10	WSD_MIN	0.200	-477.329	-202.386	0.000	0.000	0.000	-231.509
10	WSD_MIN	0.525	-472.551	-170.091	0.000	0.000	0.000	-171.006
10	WSD_MIN	0.850	-467.774	-138.695	0.000	0.000	0.000	-138.152
11	WSD_MAX	0.000	-411.578	-60.554	0.000	0.000	0.000	-105.563
11	WSD_MAX	0.370	-406.139	-43.230	0.000	0.000	0.000	-64.473
11	WSD_MAX	0.740	-400.700	-26.490	0.000	0.000	0.000	-34.888
11	WSD_MIN	0.000	-467.774	-150.946	0.000	0.000	0.000	-141.291
11	WSD_MIN	0.370	-462.335	-116.299	0.000	0.000	0.000	-119.517
11	WSD_MIN	0.740	-456.896	-82.818	0.000	0.000	0.000	-106.089
12	WSD_MAX	0.000	-411.578	-49.495	0.000	0.000	0.000	-92.212
12	WSD_MAX	0.370	-406.139	-33.657	0.000	0.000	0.000	-55.625
12	WSD_MAX	0.740	-400.700	-18.402	0.000	0.000	0.000	-30.542
12	WSD_MIN	0.000	-467.774	-138.695	0.000	0.000	0.000	-138.152
12	WSD_MIN	0.370	-462.335	-104.048	0.000	0.000	0.000	-118.970
12	WSD_MIN	0.740	-456.896	-70.568	0.000	0.000	0.000	-106.089
13	WSD_MAX	0.000	-400.700	-26.490	0.000	0.000	0.000	-34.888
13	WSD_MAX	0.370	-395.261	-10.333	0.000	0.000	0.000	-16.375
13	WSD_MAX	0.740	-389.822	5.241	0.000	0.000	0.000	-8.504
13	WSD_MIN	0.000	-456.896	-82.818	0.000	0.000	0.000	-106.089
13	WSD_MIN	0.370	-451.457	-50.504	0.000	0.000	0.000	-99.295
13	WSD_MIN	0.740	-446.018	-19.356	0.000	0.000	0.000	-98.371
14	WSD_MAX	0.000	-400.700	-18.402	0.000	0.000	0.000	-30.542
14	WSD_MAX	0.370	-395.261	-3.730	0.000	0.000	0.000	-16.375
14	WSD_MAX	0.740	-389.822	10.359	0.000	0.000	0.000	-8.504
14	WSD_MIN	0.000	-456.896	-70.568	0.000	0.000	0.000	-106.089
14	WSD_MIN	0.370	-451.457	-38.253	0.000	0.000	0.000	-99.295
14	WSD_MIN	0.740	-446.018	-7.281	0.000	0.000	0.000	-98.371

15	WSD_MAX	0.000	-389.822	5.241	0.000	0.000	0.000	-8.504
15	WSD_MAX	0.370	-384.383	22.876	0.000	0.000	0.000	-9.066
15	WSD_MAX	0.740	-378.944	51.691	0.000	0.000	0.000	-18.364
15	WSD_MIN	0.000	-446.018	-19.356	0.000	0.000	0.000	-98.371
15	WSD_MIN	0.370	-440.579	10.625	0.000	0.000	0.000	-103.101
15	WSD_MIN	0.740	-435.140	27.635	0.000	0.000	0.000	-113.270
16	WSD_MAX	0.000	-389.822	10.359	0.000	0.000	0.000	-8.504
16	WSD_MAX	0.370	-384.383	31.899	0.000	0.000	0.000	-10.843
16	WSD_MAX	0.740	-378.944	57.744	0.000	0.000	0.000	-22.961
16	WSD_MIN	0.000	-446.018	-7.281	0.000	0.000	0.000	-98.371
16	WSD_MIN	0.370	-440.579	19.730	0.000	0.000	0.000	-103.101
16	WSD_MIN	0.740	-435.140	34.639	0.000	0.000	0.000	-113.270
17	WSD_MAX	0.000	-378.944	51.691	0.000	0.000	0.000	-18.364
17	WSD_MAX	0.370	-373.505	79.339	0.000	0.000	0.000	-38.108
17	WSD_MAX	0.740	-368.066	105.821	0.000	0.000	0.000	-67.865
17	WSD_MIN	0.000	-435.140	27.635	0.000	0.000	0.000	-113.270
17	WSD_MIN	0.370	-429.701	41.459	0.000	0.000	0.000	-128.662
17	WSD_MIN	0.740	-424.262	54.700	0.000	0.000	0.000	-149.061
18	WSD_MAX	0.000	-378.944	57.744	0.000	0.000	0.000	-22.961
18	WSD_MAX	0.370	-373.505	82.422	0.000	0.000	0.000	-44.425
18	WSD_MAX	0.740	-368.066	105.934	0.000	0.000	0.000	-74.804
18	WSD_MIN	0.000	-435.140	34.639	0.000	0.000	0.000	-113.270
18	WSD_MIN	0.370	-429.701	48.463	0.000	0.000	0.000	-128.662
18	WSD_MIN	0.740	-424.262	60.881	0.000	0.000	0.000	-149.061
19	WSD_MAX	0.000	-368.066	105.821	0.000	0.000	0.000	-67.865
19	WSD_MAX	0.370	-362.627	131.137	0.000	0.000	0.000	-107.206
19	WSD_MAX	0.740	-357.188	155.286	0.000	0.000	0.000	-155.697
19	WSD_MIN	0.000	-424.262	54.700	0.000	0.000	0.000	-149.061
19	WSD_MIN	0.370	-418.823	67.358	0.000	0.000	0.000	-174.251
19	WSD_MIN	0.740	-413.384	79.432	0.000	0.000	0.000	-204.017
20	WSD_MAX	0.000	-368.066	105.934	0.000	0.000	0.000	-74.804
20	WSD_MAX	0.370	-362.627	131.137	0.000	0.000	0.000	-113.666
20	WSD_MAX	0.740	-357.188	155.286	0.000	0.000	0.000	-160.581
20	WSD_MIN	0.000	-424.262	60.881	0.000	0.000	0.000	-149.061
20	WSD_MIN	0.370	-418.823	72.054	0.000	0.000	0.000	-174.251
20	WSD_MIN	0.740	-413.384	82.644	0.000	0.000	0.000	-204.017
21	WSD_MAX	0.000	-357.188	155.286	0.000	0.000	0.000	-155.697
21	WSD_MAX	0.200	-354.248	167.854	0.000	0.000	0.000	-185.567
21	WSD_MAX	0.400	-351.308	180.082	0.000	0.000	0.000	-215.515
21	WSD_MIN	0.000	-413.384	79.432	0.000	0.000	0.000	-204.017
21	WSD_MIN	0.200	-410.444	85.716	0.000	0.000	0.000	-221.936
21	WSD_MIN	0.400	-407.504	91.830	0.000	0.000	0.000	-254.630
22	WSD_MAX	0.000	-357.188	155.286	0.000	0.000	0.000	-160.581
22	WSD_MAX	0.200	-354.248	167.854	0.000	0.000	0.000	-189.141
22	WSD_MAX	0.400	-351.308	180.082	0.000	0.000	0.000	-219.859
22	WSD_MIN	0.000	-413.384	82.644	0.000	0.000	0.000	-204.017
22	WSD_MIN	0.200	-410.444	88.125	0.000	0.000	0.000	-223.250
22	WSD_MIN	0.400	-407.504	93.436	0.000	0.000	0.000	-256.402
23	WSD_MAX	0.400	-103.546	-296.081	0.000	0.000	0.000	-112.328
23	WSD_MAX	0.500	-103.546	-283.744	0.000	0.000	0.000	-80.343
23	WSD_MAX	0.600	-103.546	-271.407	0.000	0.000	0.000	-49.792
23	WSD_MAX	0.700	-103.546	-259.071	0.000	0.000	0.000	-20.676
23	WSD_MAX	0.800	-103.546	-246.734	0.000	0.000	0.000	7.006
23	WSD_MIN	0.400	-203.514	-344.249	0.000	0.000	0.000	-182.220
23	WSD_MIN	0.500	-203.514	-329.905	0.000	0.000	0.000	-148.512
23	WSD_MIN	0.600	-203.514	-315.561	0.000	0.000	0.000	-116.239
23	WSD_MIN	0.700	-203.514	-301.218	0.000	0.000	0.000	-85.400
23	WSD_MIN	0.800	-203.514	-286.874	0.000	0.000	0.000	-55.995
24	WSD_MAX	0.000	-103.546	-246.734	0.000	0.000	0.000	7.006
24	WSD_MAX	0.167	-103.546	-226.163	0.000	0.000	0.000	49.976
24	WSD_MAX	0.334	-103.546	-205.591	0.000	0.000	0.000	88.958

24	WSD_MAX	0.500	-103.546	-185.020	0.000	0.000	0.000	123.951
24	WSD_MAX	0.667	-103.546	-164.448	0.000	0.000	0.000	154.956
24	WSD_MIN	0.000	-203.514	-286.874	0.000	0.000	0.000	-55.995
24	WSD_MIN	0.167	-203.514	-262.956	0.000	0.000	0.000	-11.205
24	WSD_MIN	0.334	-203.514	-239.038	0.000	0.000	0.000	24.793
24	WSD_MIN	0.500	-203.514	-215.120	0.000	0.000	0.000	57.360
24	WSD_MIN	0.667	-203.514	-191.202	0.000	0.000	0.000	86.497
25	WSD_MAX	0.000	-103.546	-164.448	0.000	0.000	0.000	154.956
25	WSD_MAX	0.167	-103.546	-143.908	0.000	0.000	0.000	181.934
25	WSD_MAX	0.333	-103.546	-122.401	0.000	0.000	0.000	207.561
25	WSD_MAX	0.500	-103.546	-98.519	0.000	0.000	0.000	229.455
25	WSD_MAX	0.666	-103.546	-74.636	0.000	0.000	0.000	247.372
25	WSD_MIN	0.000	-203.514	-191.202	0.000	0.000	0.000	86.497
25	WSD_MIN	0.167	-203.514	-167.319	0.000	0.000	0.000	112.167
25	WSD_MIN	0.333	-203.514	-143.437	0.000	0.000	0.000	134.418
25	WSD_MIN	0.500	-203.514	-119.555	0.000	0.000	0.000	153.249
25	WSD_MIN	0.666	-203.514	-95.672	0.000	0.000	0.000	168.659
26	WSD_MAX	0.000	-103.546	-74.636	0.000	0.000	0.000	247.372
26	WSD_MAX	0.167	-103.546	-50.718	0.000	0.000	0.000	261.332
26	WSD_MAX	0.334	-103.546	-26.800	0.000	0.000	0.000	271.303
26	WSD_MAX	0.500	-103.546	-2.882	0.000	0.000	0.000	277.285
26	WSD_MAX	0.667	-103.546	21.036	0.000	0.000	0.000	279.279
26	WSD_MIN	0.000	-203.514	-95.672	0.000	0.000	0.000	168.659
26	WSD_MIN	0.167	-203.514	-71.754	0.000	0.000	0.000	180.665
26	WSD_MIN	0.334	-203.514	-47.836	0.000	0.000	0.000	189.241
26	WSD_MIN	0.500	-203.514	-23.918	0.000	0.000	0.000	194.386
26	WSD_MIN	0.667	-203.514	0.000	0.000	0.000	0.000	196.101
27	WSD_MAX	0.000	-103.546	21.036	0.000	0.000	0.000	279.279
27	WSD_MAX	0.167	-103.546	41.608	0.000	0.000	0.000	277.285
27	WSD_MAX	0.334	-103.546	62.179	0.000	0.000	0.000	271.303
27	WSD_MAX	0.500	-103.546	82.751	0.000	0.000	0.000	261.332
27	WSD_MAX	0.667	-103.546	103.322	0.000	0.000	0.000	247.372
27	WSD_MIN	0.000	-203.514	0.000	0.000	0.000	0.000	196.101
27	WSD_MIN	0.167	-203.514	20.571	0.000	0.000	0.000	194.386
27	WSD_MIN	0.334	-203.514	41.143	0.000	0.000	0.000	189.241
27	WSD_MIN	0.500	-203.514	61.714	0.000	0.000	0.000	180.665
27	WSD_MIN	0.667	-203.514	82.286	0.000	0.000	0.000	168.659
28	WSD_MAX	0.000	-103.546	103.322	0.000	0.000	0.000	247.372
28	WSD_MAX	0.167	-103.546	123.863	0.000	0.000	0.000	229.455
28	WSD_MAX	0.333	-103.546	144.403	0.000	0.000	0.000	207.561
28	WSD_MAX	0.500	-103.546	167.319	0.000	0.000	0.000	181.690
28	WSD_MAX	0.666	-103.546	191.202	0.000	0.000	0.000	151.843
28	WSD_MIN	0.000	-203.514	82.286	0.000	0.000	0.000	168.659
28	WSD_MIN	0.167	-203.514	102.826	0.000	0.000	0.000	153.205
28	WSD_MIN	0.333	-203.514	123.367	0.000	0.000	0.000	130.872
28	WSD_MIN	0.500	-203.514	143.908	0.000	0.000	0.000	105.119
28	WSD_MIN	0.666	-203.514	164.448	0.000	0.000	0.000	75.946
29	WSD_MAX	0.000	-103.546	191.202	0.000	0.000	0.000	151.843
29	WSD_MAX	0.167	-103.546	215.120	0.000	0.000	0.000	117.966
29	WSD_MAX	0.334	-103.546	239.038	0.000	0.000	0.000	80.101
29	WSD_MAX	0.500	-103.546	262.956	0.000	0.000	0.000	38.247
29	WSD_MAX	0.667	-103.546	286.874	0.000	0.000	0.000	-7.595
29	WSD_MIN	0.000	-203.514	164.448	0.000	0.000	0.000	75.946
29	WSD_MIN	0.167	-203.514	185.020	0.000	0.000	0.000	43.301
29	WSD_MIN	0.334	-203.514	205.591	0.000	0.000	0.000	7.226
29	WSD_MIN	0.500	-203.514	226.163	0.000	0.000	0.000	-32.279
29	WSD_MIN	0.667	-203.514	246.734	0.000	0.000	0.000	-75.215
30	WSD_MAX	0.000	-103.546	286.874	0.000	0.000	0.000	-7.595
30	WSD_MAX	0.100	-103.546	301.218	0.000	0.000	0.000	-36.999
30	WSD_MAX	0.200	-103.546	315.561	0.000	0.000	0.000	-67.838
30	WSD_MAX	0.300	-103.546	329.905	0.000	0.000	0.000	-100.112

30	WSD_MAX	0.400	-103.546	344.249	0.000	0.000	0.000	-133.819
30	WSD_MIN	0.000	-203.514	246.734	0.000	0.000	0.000	-75.215
30	WSD_MIN	0.100	-203.514	259.071	0.000	0.000	0.000	-102.609
30	WSD_MIN	0.200	-203.514	271.407	0.000	0.000	0.000	-131.236
30	WSD_MIN	0.300	-203.514	283.744	0.000	0.000	0.000	-161.097
30	WSD_MIN	0.400	-203.514	296.081	0.000	0.000	0.000	-192.192

9.2 지진시
FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1	COMB1	0.125	-141.148	-208.384	0.000	0.000	0.000	-369.864
1	COMB1	0.319	-132.243	-211.707	0.000	0.000	0.000	-329.168
1	COMB1	0.513	-123.338	-215.030	0.000	0.000	0.000	-287.828
1	COMB1	0.706	-114.434	-218.353	0.000	0.000	0.000	-245.844
1	COMB1	0.900	-105.529	-221.676	0.000	0.000	0.000	-203.216
2	COMB1	0.000	-100.568	-177.788	0.000	0.000	0.000	-203.216
2	COMB1	0.158	-93.295	-180.502	0.000	0.000	0.000	-174.867
2	COMB1	0.317	-86.022	-183.216	0.000	0.000	0.000	-146.087
2	COMB1	0.475	-78.749	-185.930	0.000	0.000	0.000	-116.879
2	COMB1	0.633	-71.476	-188.644	0.000	0.000	0.000	-87.241
3	COMB1	0.000	-67.399	-153.643	0.000	0.000	0.000	-87.241
3	COMB1	0.159	-60.114	-156.361	0.000	0.000	0.000	-62.673
3	COMB1	0.317	-52.829	-159.079	0.000	0.000	0.000	-37.674
3	COMB1	0.476	-45.545	-161.798	0.000	0.000	0.000	-12.245
3	COMB1	0.634	-38.260	-164.516	0.000	0.000	0.000	13.616
4	COMB1	0.000	-34.196	-131.745	0.000	0.000	0.000	13.616
4	COMB1	0.158	-26.923	-134.459	0.000	0.000	0.000	34.679
4	COMB1	0.317	-19.650	-137.173	0.000	0.000	0.000	56.172
4	COMB1	0.475	-12.377	-139.887	0.000	0.000	0.000	78.094
4	COMB1	0.633	-5.103	-142.601	0.000	0.000	0.000	100.446
5	COMB1	0.000	-1.044	-111.891	0.000	0.000	0.000	100.446
5	COMB1	0.158	6.229	-114.605	0.000	0.000	0.000	118.368
5	COMB1	0.317	13.502	-117.319	0.000	0.000	0.000	136.718
5	COMB1	0.475	20.775	-120.033	0.000	0.000	0.000	155.499
5	COMB1	0.633	28.049	-122.747	0.000	0.000	0.000	174.709
6	COMB1	0.000	32.111	-92.952	0.000	0.000	0.000	174.709
6	COMB1	0.159	39.396	-95.670	0.000	0.000	0.000	189.657
6	COMB1	0.317	46.680	-98.389	0.000	0.000	0.000	205.036
6	COMB1	0.476	53.965	-101.107	0.000	0.000	0.000	220.846
6	COMB1	0.634	61.250	-103.825	0.000	0.000	0.000	237.087
7	COMB1	0.000	65.324	-72.959	0.000	0.000	0.000	237.087
7	COMB1	0.158	72.597	-75.673	0.000	0.000	0.000	248.848
7	COMB1	0.317	79.870	-78.387	0.000	0.000	0.000	261.038
7	COMB1	0.475	87.143	-81.101	0.000	0.000	0.000	273.657
7	COMB1	0.633	94.416	-83.815	0.000	0.000	0.000	286.706
8	COMB1	0.000	99.372	-41.899	0.000	0.000	0.000	286.706
8	COMB1	0.194	108.851	-45.222	0.000	0.000	0.000	295.146
8	COMB1	0.388	118.331	-48.545	0.000	0.000	0.000	304.230
8	COMB1	0.581	127.810	-51.868	0.000	0.000	0.000	313.957
8	COMB1	0.775	137.290	-55.191	0.000	0.000	0.000	324.328
9	COMB1	0.200	-248.731	-165.227	0.000	0.000	0.000	-362.599
9	COMB1	0.525	-231.617	-159.294	0.000	0.000	0.000	-309.720
9	COMB1	0.850	-214.503	-148.041	0.000	0.000	0.000	-259.634
10	COMB1	0.200	-18.983	161.217	0.000	0.000	0.000	298.934
10	COMB1	0.525	-26.542	154.481	0.000	0.000	0.000	247.489
10	COMB1	0.850	-34.101	142.425	0.000	0.000	0.000	199.098
11	COMB1	0.000	-228.016	-173.455	0.000	0.000	0.000	-259.634
11	COMB1	0.370	-208.532	-153.437	0.000	0.000	0.000	-198.958
11	COMB1	0.740	-189.049	-126.890	0.000	0.000	0.000	-146.896
12	COMB1	0.000	-52.231	176.105	0.000	0.000	0.000	199.098
12	COMB1	0.370	-60.836	157.001	0.000	0.000	0.000	137.272
12	COMB1	0.740	-69.442	131.368	0.000	0.000	0.000	83.722
13	COMB1	0.000	-201.703	-166.638	0.000	0.000	0.000	-146.896
13	COMB1	0.370	-182.220	-133.753	0.000	0.000	0.000	-91.134
13	COMB1	0.740	-162.736	-94.720	0.000	0.000	0.000	-48.677

14	COMB1	0.000	-86.339	183.801	0.000	0.000	0.000	83.722
14	COMB1	0.370	-94.945	150.916	0.000	0.000	0.000	21.610
14	COMB1	0.740	-103.550	111.883	0.000	0.000	0.000	-27.198
15	COMB1	0.000	-175.457	-154.460	0.000	0.000	0.000	-48.677
15	COMB1	0.370	-155.974	-109.489	0.000	0.000	0.000	0.331
15	COMB1	0.740	-136.491	-58.789	0.000	0.000	0.000	31.639
16	COMB1	0.000	-120.483	187.581	0.000	0.000	0.000	-27.198
16	COMB1	0.370	-129.088	142.610	0.000	0.000	0.000	-88.460
16	COMB1	0.740	-137.694	91.910	0.000	0.000	0.000	-132.023
17	COMB1	0.000	-149.269	-139.710	0.000	0.000	0.000	31.639
17	COMB1	0.370	-129.786	-83.505	0.000	0.000	0.000	73.096
17	COMB1	0.740	-110.302	-22.021	0.000	0.000	0.000	92.781
18	COMB1	0.000	-154.674	189.994	0.000	0.000	0.000	-132.023
18	COMB1	0.370	-163.279	133.789	0.000	0.000	0.000	-192.085
18	COMB1	0.740	-171.885	72.305	0.000	0.000	0.000	-230.375
19	COMB1	0.000	-123.128	-123.088	0.000	0.000	0.000	92.781
19	COMB1	0.370	-103.645	-56.567	0.000	0.000	0.000	126.165
19	COMB1	0.740	-84.161	14.748	0.000	0.000	0.000	134.049
20	COMB1	0.000	-188.925	189.007	0.000	0.000	0.000	-230.375
20	COMB1	0.370	-197.530	122.485	0.000	0.000	0.000	-288.149
20	COMB1	0.740	-206.136	51.171	0.000	0.000	0.000	-320.423
21	COMB1	0.000	-97.548	-108.539	0.000	0.000	0.000	134.049
21	COMB1	0.200	-87.016	-68.072	0.000	0.000	0.000	151.731
21	COMB1	0.400	-76.485	-26.359	0.000	0.000	0.000	161.195
22	COMB1	0.000	-223.943	185.238	0.000	0.000	0.000	-320.423
22	COMB1	0.200	-228.595	144.771	0.000	0.000	0.000	-353.445
22	COMB1	0.400	-233.246	103.059	0.000	0.000	0.000	-378.249
23	COMB1	0.400	67.018	-48.781	0.000	0.000	0.000	185.460
23	COMB1	0.500	56.298	-34.438	0.000	0.000	0.000	189.621
23	COMB1	0.600	45.578	-20.094	0.000	0.000	0.000	192.347
23	COMB1	0.700	34.857	-5.750	0.000	0.000	0.000	193.639
23	COMB1	0.800	24.137	8.593	0.000	0.000	0.000	193.497
24	COMB1	0.000	70.631	-46.009	0.000	0.000	0.000	193.497
24	COMB1	0.167	52.755	-22.091	0.000	0.000	0.000	199.175
24	COMB1	0.334	34.879	1.828	0.000	0.000	0.000	200.864
24	COMB1	0.500	17.004	25.746	0.000	0.000	0.000	198.566
24	COMB1	0.667	-0.872	49.664	0.000	0.000	0.000	192.278
25	COMB1	0.000	41.408	-6.839	0.000	0.000	0.000	192.278
25	COMB1	0.167	23.559	17.043	0.000	0.000	0.000	191.429
25	COMB1	0.333	5.710	40.925	0.000	0.000	0.000	186.603
25	COMB1	0.500	-12.139	64.808	0.000	0.000	0.000	177.801
25	COMB1	0.666	-29.988	88.690	0.000	0.000	0.000	165.022
26	COMB1	0.000	12.294	29.477	0.000	0.000	0.000	165.022
26	COMB1	0.167	-5.581	53.395	0.000	0.000	0.000	158.113
26	COMB1	0.334	-23.457	77.313	0.000	0.000	0.000	147.215
26	COMB1	0.500	-41.333	101.231	0.000	0.000	0.000	132.329
26	COMB1	0.667	-59.209	125.150	0.000	0.000	0.000	113.454
27	COMB1	0.000	-16.934	66.803	0.000	0.000	0.000	113.454
27	COMB1	0.167	-34.810	90.721	0.000	0.000	0.000	100.321
27	COMB1	0.334	-52.686	114.639	0.000	0.000	0.000	83.199
27	COMB1	0.500	-70.561	138.557	0.000	0.000	0.000	62.089
27	COMB1	0.667	-88.437	162.475	0.000	0.000	0.000	36.990
28	COMB1	0.000	-46.179	107.496	0.000	0.000	0.000	36.990
28	COMB1	0.167	-64.028	131.378	0.000	0.000	0.000	17.104
28	COMB1	0.333	-81.877	155.261	0.000	0.000	0.000	-6.759
28	COMB1	0.500	-99.726	179.143	0.000	0.000	0.000	-34.598
28	COMB1	0.666	-117.575	203.025	0.000	0.000	0.000	-66.414
29	COMB1	0.000	-75.342	152.309	0.000	0.000	0.000	-66.414
29	COMB1	0.167	-93.218	176.227	0.000	0.000	0.000	-93.805
29	COMB1	0.334	-111.094	200.145	0.000	0.000	0.000	-125.185
29	COMB1	0.500	-128.970	224.063	0.000	0.000	0.000	-160.553

29	COMB1	0.667	-146.845	247.981	0.000	0.000	0.000	-199.910
30	COMB1	0.000	-100.431	195.495	0.000	0.000	0.000	-199.910
30	COMB1	0.100	-111.151	209.839	0.000	0.000	0.000	-220.177
30	COMB1	0.200	-121.871	224.182	0.000	0.000	0.000	-241.878
30	COMB1	0.300	-132.591	238.526	0.000	0.000	0.000	-265.013
30	COMB1	0.400	-143.311	252.870	0.000	0.000	0.000	-289.583

10. 단면력 요약

(1) 평상시 단면력 집계

구분	위치	부재	극한하중			사용하중	비고
			Mu(kN · m)	Su(kN)	Pu(kN)	M(kN · m)	
상부슬래브	단부	23, 30	307.51	550.80	-	192.19	
	중앙부	26, 27	466.21	153.08	-	279.28	
벽체	상단부 (축력최대)	21, 22	333.03	97.78	661.41	204.02	
	상단부 (모멘트최대)	21, 22	410.24	114.59	652.01	256.40	
	중앙부 (축력최대)	15, 16	190.64	34.84	713.63	98.37	(외측)
	중앙부 (모멘트최대)	15, 16	213.72	35.62	696.22	113.27	(외측)
	하단부 (축력최대)	9, 10	404.78	347.29	763.73	252.99	
	하단부 (모멘트최대)	9, 10	404.78	347.29	763.73	252.99	
하부슬래브	단부	1, 8	409.36	577.26	-	255.85	
	중앙부	4, 5	618.20	102.87	-	370.92	

(2) 지진시 단면력 집계

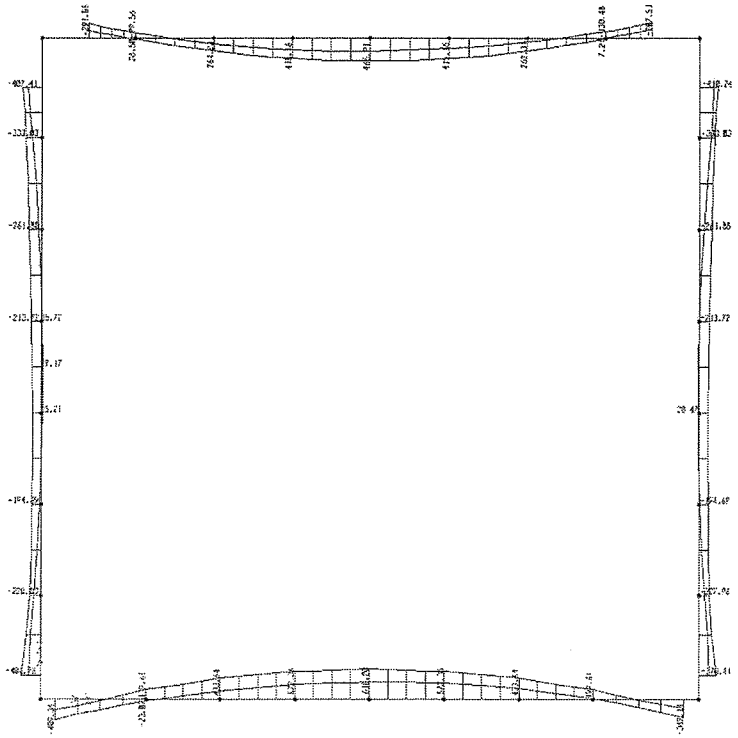
구분	위치	부재	지진하중			비고
			Me(kN · m)	Se(kN)	Pe(kN)	
상부슬래브	단부	23, 30	289.58	252.87		
	중앙부	26, 27	165.02	125.15		
벽체	내측부인장 (상단)	21, 22	161.20	26.36	76.48	(내측)
	상단부 (축력최대)	21, 22	378.25	103.06	233.25	
	상단부 (모멘트최대)	21, 22	378.25	103.06	233.25	
	중앙부 (축력최대)	15, 16	48.68	154.46	175.46	(외측)
	중앙부 (모멘트최대)	15, 16	132.02	91.91	137.69	(외측)
	하단부 (축력최대)	9, 10	362.60	165.23	248.73	
	하단부 (모멘트최대)	9, 10	362.60	165.23	248.73	
	내측부인장 (하단)	9, 10	298.93	161.22	18.98	
하부슬래브	단부	1, 8	369.86	165.23		
	중앙부	4, 5	174.71	221.68		

(3) 적용 단면력 집계

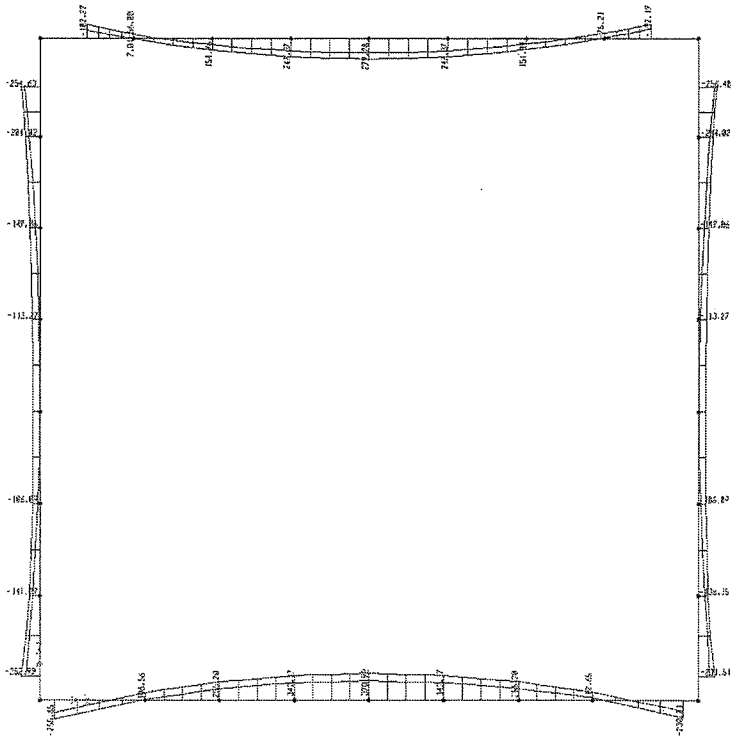
구분	위치	부재	극한하중(지진시 포함)			사용하중	비고
			Mu(kN · m)	Su(kN)	Pu(kN)	M(kN · m)	
상부슬래브	단부	23, 30	307.51	550.80	-	192.19	
	중앙부	26, 27	466.21	153.08	-	279.28	
벽체	내측부인장 (상단)	21, 22	161.20	26.36	76.48	161.20	(내측)
	상단부 (축력최대)	21, 22	378.25	103.06	661.41	204.02	
	상단부 (모멘트최대)	21, 22	410.24	114.59	652.01	256.40	
	중앙부 (축력최대)	15, 16	190.64	154.46	713.63	98.37	(외측)
	중앙부 (모멘트최대)	15, 16	213.72	91.91	696.22	113.27	(외측)
	하단부 (축력최대)	9, 10	404.78	347.29	763.73	252.99	
	하단부 (모멘트최대)	9, 10	404.78	347.29	763.73	252.99	
	내측부인장 (하단)	1, 8	298.93	161.22	18.98	298.93	
하부슬래브	단부	1, 8	409.36	577.26	-	255.85	
	중앙부	4, 5	618.20	221.68	-	370.92	

10. 단면력도

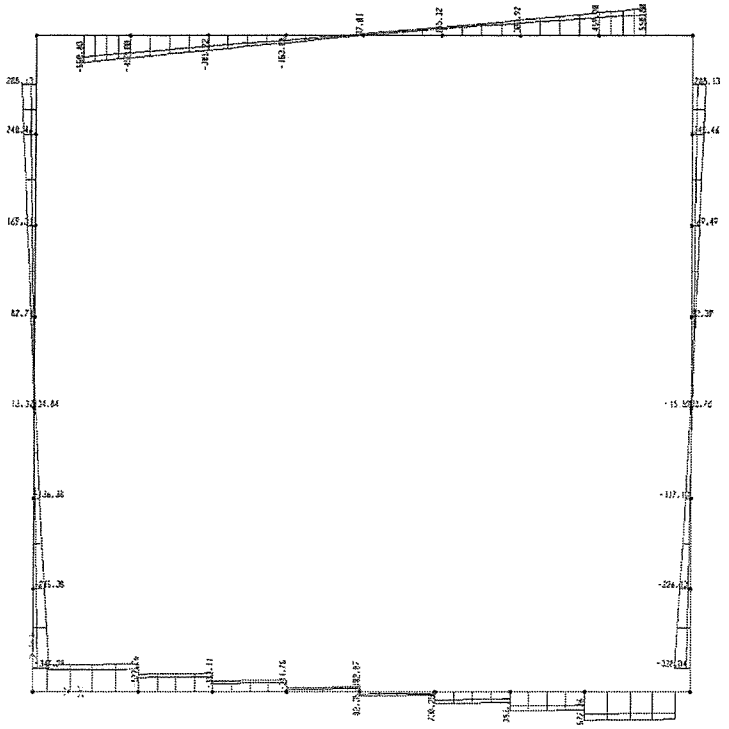
(1) 상시 - 극한하중 모멘트도



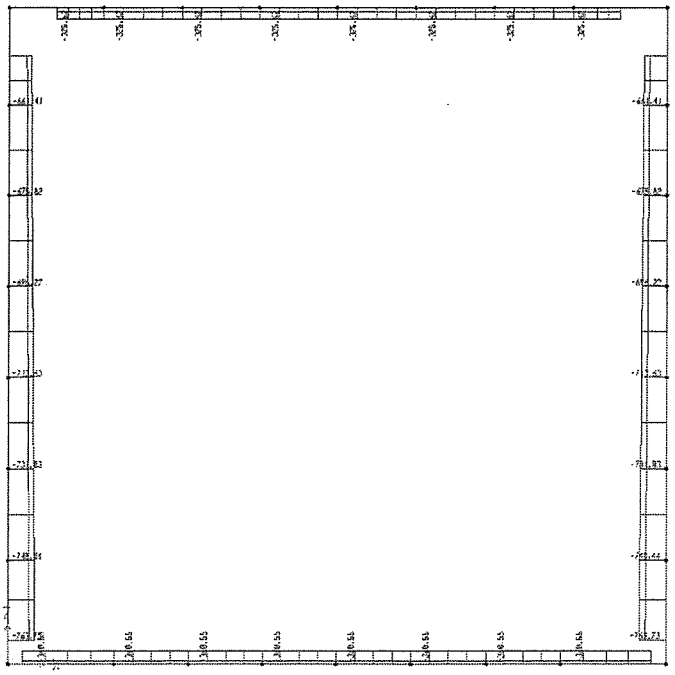
(2) 상시 - 사용하중 모멘트도



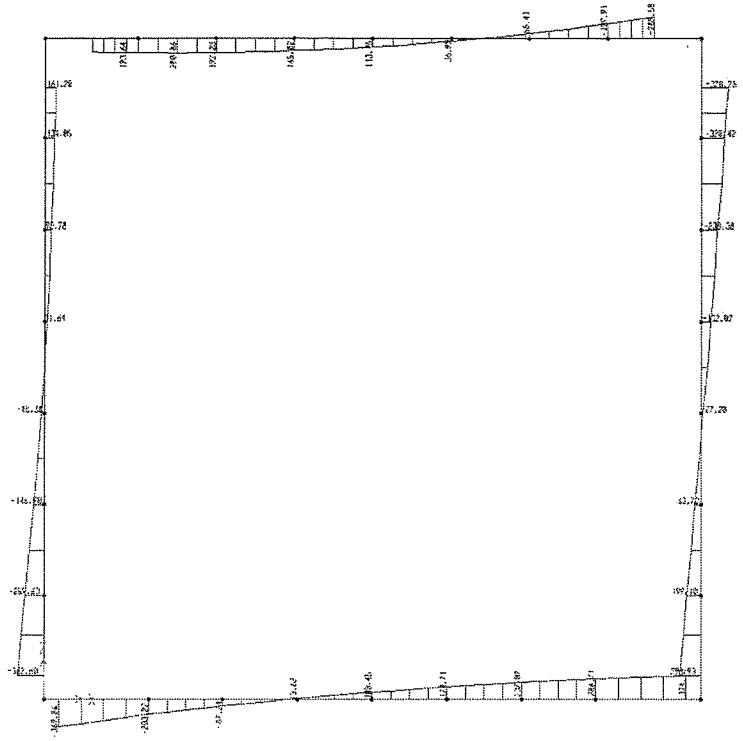
(3) 상시 - 극한하중 전단력도



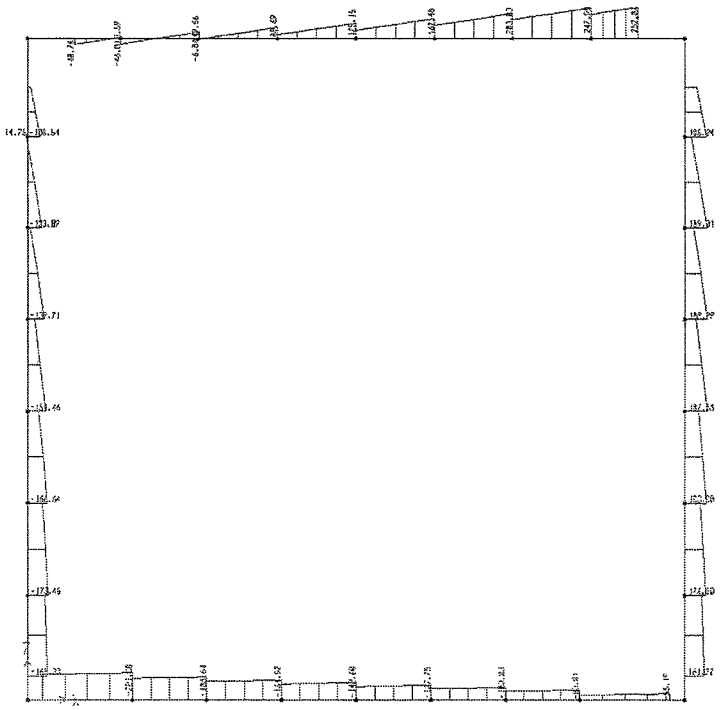
(4) 상시 - 극한하중 축력도



(5) 지진시 - 모멘트도



(6) 지진시 - 전단력도



12. 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	192.182
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	733.3	633.3	100.0	307.508	550.798

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

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 48.577 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02970 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 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 = 1372.030 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00489

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) = 1372.030 mm^2 As(min) = 2216.667 mm^2

4/3×As(req) = 1829.374 mm^2 ※ As = 1829.374 mm^2

사용철근량 = H22 × 8ea = 3096.800 mm^2 ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 678992414 N · mm

= 678.992 kN · m > 307.508 kN · m ----- ∴ O.K. [사용률 = 2.208]

* 전단력 검토

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

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (550.8 - 387.970)×10³ ×150.0 / (400.0×500.0×0.85)

= 143.672 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16×2 EA, 간격 s = 150.0 mm)

Øv · As = Øv · Av · fy · D / (s × B) = 450.160 kN

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 250.0 mm ----- ∴ O.K.

Øv · Vn = Øv · Vc + Øv · Vs = 838.130 kN < Vu ----- ∴ O.K.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 192.192 × 1000000 / [3096.8×(633.333333333333 - 145.44/3)]

= 106.115 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 3096.8/1000 + 7 × 3096.8/1000 × √[(1 + 2×1000×633.333333333333/(7×3096.8)]

= 145.440 mm

사용철근량 = 3096.800 ㎟ (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 106.115) - 2.5 × 89 = 519.621 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 106.115) = 593.697 mm

Sa는 작은 값인 519.621 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 519.621 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	279.279
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	600.0	500.0	100.0	466.207	153.076

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

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 63.586 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01672 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 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 = 2704.797 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00811

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) = 2704.797 mm^2 As(min) = 1750.000 mm^2

4/3×As(req) = 3606.397 mm^2 ※ As = 2704.797 mm^2

사용철근량 = H25 × 8ea = 4053.600 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 683252602 N · mm

= 683.253 kN · m > 466.207 kN · m ----- ∴ O.K. [사용률 = 1.466]

* 전단력 검토

$\phi v \cdot Vc = \phi v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot d / 1000 =$ 387.970 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 279.279 \times 1000000 / [4053.6 \times (500 - 142.447/3)]$

= 152.252 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 4053.6/1000 + 7 \times 4053.6/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 500/(7 \times 4053.6)]}$

= 142.447 mm

사용철근량 = 4053.600 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H25 @ 125 (= 4053.6 mm^2)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 152.252) - 2.5 × 87.5 = 298.486 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 152.252) = 413.789 mm

Sa는 작은 값인 298.486 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 298.486 mm) ----- ∴ 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	255.851
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	700.0	600.0	100.0	409.361	577.259

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 600.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 48.577 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02798 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 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 = 1944.622 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00516

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) = 1944.622 mm^2 As(min) = 2100.000 mm^2

4/3×As(req) = 2592.830 mm^2 ※ As = 2100.000 mm^2

사용철근량 = H22 × 8ea = 3096.800 mm^2 ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 641830814 N · mm

= 641.831 kN · m > 409.361 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.568]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 465.564 kN

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (577.3 - 465.564) × 10^3 × 150.0 / (400.0 × 600.0 × 0.85)

= 82.128 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16 × 2 EA, 간격 s = 150.0 mm)

Øv · As = Øv · Av · fy · D / (s × B) = 540.192 kN

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 300.0 mm ----- ∴ O.K

Øv · Vn = Øv · Vc + Øv · Vs = 1005.756 kN < Vu ----- ∴ O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 255.851 × 1000000 / [3096.8 × (600 - 141.059/3)]

= 149.404 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 3096.8/1000 + 7 × 3096.8/1000 × √[(1 + 2 × 1000 × 600/(7 × 3096.8)]

= 141.059 mm

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 149.404) - 2.5 × 89 = 304.593 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 149.404) = 421.674 mm

Sa는 작은 값인 304.593 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 304.593 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	370.918
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	700.0	600.0	100.0	618.199	221.676

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 600.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 $a = (As \times fy) / (0.85 \times fck \times B) =$ 63.586 mm

최외단 인장철근 변형률 $\varepsilon t =$ 0.02067 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

여기서 $\varepsilon t = 0.003 \times (H - a/\beta 1 - Dc_min) / (a/\beta 1)$

$0.005 \leq \varepsilon t$ 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 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 = 2977.954 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00676

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) = 2977.954 mm^2 As(min) = 2100.000 mm^2

4/3×As(req) = 3970.606 mm^2 ※ As = 2977.954 mm^2

사용철근량 = H25 × 8ea = 4053.600 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

$\emptyset Mn = \emptyset f \cdot fy \cdot As \cdot (D - a/2) =$ 829182202 N · mm

= 829.182 kN · m > 618.199 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.341]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 465.564 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 370.918 × 1000000 / [4053.6×(600 - 158.321/3)]

= 167.213 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 4053.6/1000 + 7 × 4053.6/1000 × √[(1 + 2×1000×600/(7×4053.6)]

= 158.321 mm

사용철근량 = 4053.600 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H25 @ 125 (= 4053.6 mm^2)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 167.213) - 2.5 × 87.5 = 252.206 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 167.213) = 376.765 mm

Sa는 작은 값인 252.206 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 252.206 mm) ------ ∴ O.K.

⑤ 벽체 내측인장부

* 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	98.371
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	600.0	500.0	100.0	298.934	161.217

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 500.0 d1' = 100.0 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

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, Φf = 0.850 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 = 1706.420 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00619

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) = 1706.420 mm^2 As(min) = 1750.000 mm^2

4/3×As(req) = 2275.227 mm^2 ※ As = 1750.000 mm^2

사용철근량 = H22 × 8ea = 3096.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 530346014 N · mm

= 530.346 kN · m > 298.934 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.774]

* 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)]

= 98.371 × 1000000 / [3096.8×(500 - 127.143/3)]

= 69.414 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 3096.8/1000 + 7 × 3096.8/1000 × √[(1 + 2×1000×500/(7×3096.8)]

= 127.143 mm

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 mm^2)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 69.414) - 2.5 × 89 = 911.992 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 69.414) = 907.594 mm

Sa는 작은 값인 907.594 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 907.594 mm) ----- ∴ O.K.

⑤ 벽체 상단부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	661.41	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	378.25	(kN · m)	
설계전단력	:	Vu	=	103.06	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	204.02	(kN.m)	
부 재 높 이	:	H	=	733.3	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30 MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85
유효높이(휨)	:	d	=	633.3	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.85	,	e	=	571.88 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 30.968 cm^2

Asf = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0084) < Pmax (0.0800) ---------- O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 733.33 x 1000.00 = 18700000.000 N

Cs = As x fy = 1238720.00 N , Cs' = Asf x fy = 1238720.000 N

Xp = (18700000.00 x 366.7 + 1238720.0 x 100.0 + 1238720.0 x 633.3) / 21177440.000

= 366.667 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 380.000 mm, ab = k1 x cb = 323.000 mm

fs' = 600 x (380.000 - 100.0) / 380.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 323.000 x 1000 = 8236500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 1155106.400 N

Ts = As x fs = 1238720.000 N

Pb = 8236500.000 + 1155106.400 - 1238720.000 = 8152886.400 N

Mb = 8236500.000x(633.3-323.000/2)+1155106.400x(633.3-100.0)-8152886.400x(366.667-100.0)

= 2328208956.667 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 285.569 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 149.931 mm , a = k1 x c = 127.441 mm 사용

fs = 600 x (633.333 - 149.931) / 149.931 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (149.931 - 100.000) / 149.931 = 199.8146 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 127.441 x 1000 = 3249743.588 N

Cs = 3096.800 x (199.815 - 0.85 x 30) = 539817.394 N

Ts = 3096.800 x 400.000 = 1238720.000 N

Pn = 3249743.588 + 539817.394 - 1238720.000 = 2550840.981 N

Mn' = 3249743.588 x (633.3 - 127.441 / 2) + 539817.394 x (633.3 - 100.0)

= 2138998384.313 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 838.545723 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 16815602.560 N ≥ Pn = 2550840.981

ΦPn = 1785588.687 < ΦPb = 5707020.480 , 0.1 x fck x Ag = 2200000.000

∴ Φ = 0.730

ΦPn = 0.73 x 2550840.981 = 1862.114 kN ≥ Pu = 661.414 kN ------- O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 571.879 = 1064.904 kN.m ≥ Mu = 378.249 kN.m ------- O.K!!!

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d =$ 412964.509 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 204.017 \times 1000000 / [3096.8 \times (633.333333333333 - 145.44/3)]$

= 112.644 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 3096.8/1000 + 7 \times 3096.8/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 633.333333333333/(7 \times 3096.8)]}$

= 145.440 mm

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 112.644) - 2.5 × 89 = 476.608 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 112.644) = 559.286 mm

Sa는 작은 값인 476.608 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 476.608 mm) ----- ∴ O.K.

⑥ 벽체 상단부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	652.01	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	410.24	(kN · m)	
설계전단력	:	Vu	=	114.59	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	256.40	(kN.m)	
부 재 높 이	:	H	=	733.3	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30 MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85
유효높이(휨)	:	d	=	633.3	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.85	,	e	=	629.20 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 30.968 cm^2

Asf = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0084) < Pmax (0.0800) ———— O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 733.33 x 1000.00 = 18700000.000 N

Cs = As x fy = 1238720.00 N , Cs' = Asf x fy = 1238720.000 N

Xp = (18700000.00 x 366.7 + 1238720.0 x 100.0 + 1238720.0 x 633.3) / 21177440.000

= 366.667 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 380.000 mm, ab = k1 x cb = 323.000 mm

fs' = 600 x (380.000 - 100.0) / 380.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 323.000 x 1000 = 8236500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 1159751.600 N

Ts = As x fs = 1238720.000 N

Pb = 8236500.000 + 1159751.600 - 1238720.000 = 8157531.600 N

Mb = 8236500.000x(633.3-323.000/2)+1159751.600x(633.3-100.0)-8157531.600x(366.667-100.0)

= 2329447676.667 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 285.558 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 137.334 mm , a = k1 x c = 116.734 mm 사용

fs = 600 x (633.333 - 137.334) / 137.334 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (137.334 - 100.000) / 137.334 = 163.1089 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 116.734 x 1000 = 2976714.450 N

Cs = 3096.800 x (163.109 - 0.85 x 30) = 426147.294 N

Ts = 3096.800 x 400.000 = 1238720.000 N

Pn = 2976714.450 + 426147.294 - 1238720.000 = 2164141.744 N

Mn' = 2976714.450 x (633.3 - 116.734 / 2) + 426147.294 x (633.3 - 100.0)

= 1938789298.333 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 895.868835 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 16815602.560 N ≥ Pn = 2164141.744

ΦPn = 1514899.221 < ΦPb = 5710272.120 , 0.1 x fck x Ag = 2200000.000

∴ Φ = 0.750

ΦPn = 0.75 x 2164141.744 = 1623.106 kN ≥ Pu = 652.006 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 629.202 = 1021.262 kN.m ≥ Mu = 410.243 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 412608.984 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 256.402 \times 1000000 / [3096.8 \times (633.333333333333 - 145.44/3)]$

= 141.567 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 3096.8/1000 + 7 \times 3096.8/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 633.333333333333/(7 \times 3096.8)]}$

= 145.440 mm

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 mm^2)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 141.567) - 2.5 × 89 = 333.775 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 141.567) = 445.020 mm

Sa는 작은 값인 333.775 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 333.775 mm) ------ ∴ O.K.

⑦ 벽체 중앙부 - Pmax 일 경우 (외측)

설계축력	:	Pu	=	713.63	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	190.64	(kN · m)	
설계전단력	:	Vu	=	154.46	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	98.37	(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	=	0.85	,	e	=	267.14 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 30.968 cm^2

Asf = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0103) < Pmax (0.0800) ———— O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 600.00 x 1000.00 = 15300000.000 N

Cs = As x fy = 1238720.00 N , Cs' = Asf x fy = 1238720.000 N

Xp = (15300000.00 x 300.0 + 1238720.0 x 100.0 + 1238720.0 x 500.0) / 17777440.000

= 300.000 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 255.000 mm

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

Cc = 0.85 x 30 x 255.000 x 1000 = 6502500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 1159751.600 N

Ts = As x fs = 1238720.000 N

Pb = 6502500.000 + 1159751.600 - 1238720.000 = 6423531.600 N

Mb = 6502500.000x(500.0-255.000/2)+1159751.600x(500.0-100.0)-6423531.600x(300.000-100.0)

= 1601375570.000 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 249.298 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 275.839 mm , a = k1 x c = 234.463 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 275.839) / 275.839 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (275.839 - 100.000) / 275.839 = 382.4816 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 234.463 x 1000 = 5978803.822 N

Cs = 3096.800 x (382.482 - 0.85 x 30) = 1105500.537 N

Ts = 3096.800 x 400.000 = 1238720.000 N

Pn = 5978803.822 + 1105500.537 - 1238720.000 = 5845584.359 N

Mn' = 5978803.822 x (500.0 - 234.463 / 2) + 1105500.537 x (500.0 - 100.0)

= 2730698299.509 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 467.137706 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 14095602.560 N ≥ Pn = 5845584.359

ΦPn = 4091909.051 > ΦPb = 4496472.120 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 5845584.359 = 4091.909 kN ≥ Pu = 713.628 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 267.138 = 1093.103 kN.m ≥ Mu = 190.637 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 420930.435 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 98.371 \times 1000000 / [3096.8 \times (500 - 127.143/3)]$

= 69.414 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 3096.8/1000 + 7 \times 3096.8/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 500/(7 \times 3096.8)]}$

= 127.143 mm

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 69.414) - 2.5 × 89 = 911.992 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 69.414) = 907.594 mm

Sa는 작은 값인 907.594 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 907.594 mm) ----- ∴ O.K.

⑧ 벽체 중앙부 - Mmax 일 경우 (외측)

설계축력	:	Pu	=	696.22	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	213.72	(kN·m)	
설계전단력	:	Vu	=	91.91	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	113.27	(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	=	0.85	,	e	=	306.97 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 30.968 cm^2

Asf = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0103) < Pmax (0.0800) ---------- O.K!!! .

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 600.00 x 1000.00 = 15300000.000 N

Cs = As x fy = 1238720.00 N , Cs' = Asf x fy = 1238720.000 N

Xp = (15300000.00 x 300.0 + 1238720.0 x 100.0 + 1238720.0 x 500.0) / 17777440.000

= 300.000 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 255.000 mm

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

Cc = 0.85 x 30 x 255.000 x 1000 = 6502500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 1159751.600 N

Ts = As x fs = 1238720.000 N

Pb = 6502500.000 + 1159751.600 - 1238720.000 = 6423531.600 N

Mb = 6502500.000x(500.0-255.000/2)+1159751.600x(500.0-100.0)-6423531.600x(300.000-100.0)

= 1601375570.000 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 249.298 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 230.424 mm , a = k1 x c = 195.861 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 230.424) / 230.424 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (230.424 - 100.000) / 230.424 = 339.6108 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 195.861 x 1000 = 4994446.702 N

Cs = 3096.800 x (339.611 - 0.85 x 30) = 972738.314 N

Ts = 3096.800 x 400.000 = 1238720.000 N

Pn = 4994446.702 + 972738.314 - 1238720.000 = 4728465.016 N

Mn' = 4994446.702 x (500.0 - 195.861 / 2) + 972738.314 x (500.0 - 100.0)

= 2397210875.533 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 506.973451 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 14095602.560 N ≥ Pn = 4728465.016

ΦPn = 3309925.511 > ΦPb = 4496472.120 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 4728465.016 = 3309.926 kN ≥ Pu = 696.223 kN ------- O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 306.973 = 1016.059 kN.m ≥ Mu = 213.722 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 420126.561 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 113.27 \times 1000000 / [3096.8 \times (500 - 127.143/3)]$

= 79.928 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 3096.8/1000 + 7 \times 3096.8/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 500/(7 \times 3096.8)]}$

= 127.143 mm

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 mm^2)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 79.928) - 2.5 × 89 = 762.763 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 79.928) = 788.210 mm

Sa는 작은 값인 762.763 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 762.763 mm) ----- ∴ O.K.

⑨ 벽체 하단부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	763.73	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	404.78	(kN · m)		
설계전단력	:	Vu	=	347.29	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	252.99	(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	=	0.85	,	e	=	530.01	(mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 30.968 cm^2

Asf = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0103) < Pmax (0.0800) ---------- O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 600.00 x 1000.00 = 15300000.000 N

Cs = As x fy = 1238720.00 N , Cs' = Asf x fy = 1238720.000 N

Xp = (15300000.00 x 300.0 + 1238720.0 x 100.0 + 1238720.0 x 500.0) / 17777440.000

= 300.000 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 255.000 mm

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

Cc = 0.85 x 30 x 255.000 x 1000 = 6502500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 1159751.600 N

Ts = As x fs = 1238720.000 N

Pb = 6502500.000 + 1159751.600 - 1238720.000 = 6423531.600 N

Mb = 6502500.000x(500.0-255.000/2)+1159751.600x(500.0-100.0)-6423531.600x(300.000-100.0)

= 1601375570.000 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 249.298 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 128.645 mm , a = k1 x c = 109.348 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 128.645) / 128.645 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (128.645 - 100.000) / 128.645 = 133.6006 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 109.348 x 1000 = 2788382.543 N

Cs = 3096.800 x (133.601 - 0.85 x 30) = 334765.877 N

Ts = 3096.800 x 400.000 = 1238720.000 N

Pn = 2788382.543 + 334765.877 - 1238720.000 = 1884428.419 N

Mn' = 2788382.543 x (500.0 - 109.348 / 2) + 334765.877 x (500.0 - 100.0)

= 1375645127.774 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 730.005795 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 14095602.560 N ≥ Pn = 1884428.419

ΦPn = 1319099.893 < ΦPb = 4496472.120 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = 0.740

ΦPn = 0.74 x 1884428.419 = 1394.477 kN ≥ Pu = 763.726 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 530.006 = 739.081 kN.m ≥ Mu = 404.779 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 423244.289 N

여기서 , $1/2\phi Vc < Vu \leq \phi Vc$ 이므로 최소 전단 철근 필요

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

- 배근할 스터럽 : H 16 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 3.972 cm^2 O.K !!!

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 252.987 \times 1000000 / [3096.8 \times (500 - 127.143/3)]$

= 178.517 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 3096.8/1000 + 7 \times 3096.8/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 500/(7 \times 3096.8)]}$

= 127.143 mm

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 178.517) - 2.5 × 89 = 218.633 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 178.517) = 352.907 mm

Sa는 작은 값인 218.633 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 218.633 mm) ----- ∴ O.K.

⑩ 벽체 하단부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	763.73	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	404.78	(kN · m)	
설계전단력	:	Vu	=	347.29	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	252.99	(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	=	0.85	,	e	=	530.01 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 30.968 cm^2

Asf = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0103) < Pmax (0.0800) ---------- O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 600.00 x 1000.00 = 15300000.000 N

Cs = As x fy = 1238720.00 N , Cs' = Asf x fy = 1238720.000 N

Xp = (15300000.00 x 300.0 + 1238720.0 x 100.0 + 1238720.0 x 500.0) / 17777440.000

= 300.000 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 255.000 mm

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

Cc = 0.85 x 30 x 255.000 x 1000 = 6502500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 1159751.600 N

Ts = As x fs = 1238720.000 N

Pb = 6502500.000 + 1159751.600 - 1238720.000 = 6423531.600 N

Mb = 6502500.000x(500.0-255.000/2)+1159751.600x(500.0-100.0)-6423531.600x(300.000-100.0)

= 1601375570.000 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 249.298 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 128.645 mm , a = k1 x c = 109.348 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 128.645) / 128.645 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (128.645 - 100.000) / 128.645 = 133.6006 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 109.348 x 1000 = 2788382.543 N

Cs = 3096.800 x (133.601 - 0.85 x 30) = 334765.877 N

Ts = 3096.800 x 400.000 = 1238720.000 N

Pn = 2788382.543 + 334765.877 - 1238720.000 = 1884428.419 N

Mn' = 2788382.543 x (500.0 - 109.348 / 2) + 334765.877 x (500.0 - 100.0)

= 1375645127.774 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 730.005795 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 14095602.560 N ≥ Pn = 1884428.419

ΦPn = 1319099.893 < ΦPb = 4496472.120 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = 0.740

ΦPn = 0.74 x 1884428.419 = 1394.477 kN ≥ Pu = 763.726 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 530.006 = 739.081 kN.m ≥ Mu = 404.779 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 423244.289 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 16 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 3.972 ㎠ O.K !!!

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 252.987 × 1000000 / [3096.8×(500 - 127.143/3)]

= 178.517 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 3096.8/1000 + 7 × 3096.8/1000 × √[(1 + 2×1000×500/(7×3096.8)]

= 127.143 mm

사용철근량 = 3096.800 ㎟ (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 178.517) - 2.5 × 89 = 218.633 mm

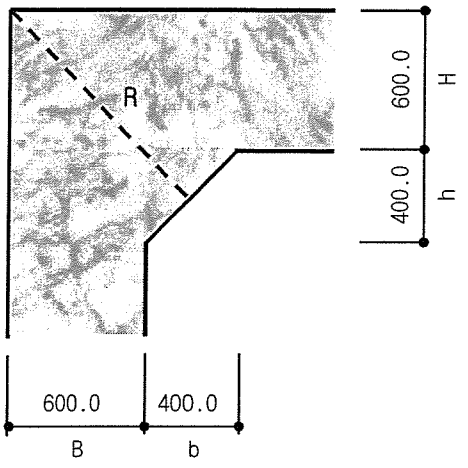
300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 178.517) = 352.907 mm

Sa는 작은 값인 218.633 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 218.633 mm) ----- ∴ O.K.

13. 우각부 검토

1) 상부 슬래브 외측인장시 절점부 보강



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(fsa)	:	180.0	MPa
사용 모멘트 Mo	:	192.19	kN · m

$R = \sqrt{2} \times b / (b+h) \times [B + h + (H \times h/b)]$

$= 1131.37$ mm

① 보강철근 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 192192300}{1131.37^2 \times 1000.0} = 0.751 \text{ MPa}$$

$f_{tmax} =$ 0.751 MPa > $f_{ta} =$ 0.712 MPa 이므로 보강철근 필요.

② 소요 철근량

외측인장에 대한 보강 필요철근량(Asf)

$$Asf = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 192192300}{1131.37 \times 180.0} = 1887.51 \text{ ㎟}$$

▶ 보강 As = Asf - 주철근사용 As = 1887.51 - 1548.4 = 339.11 ㎟

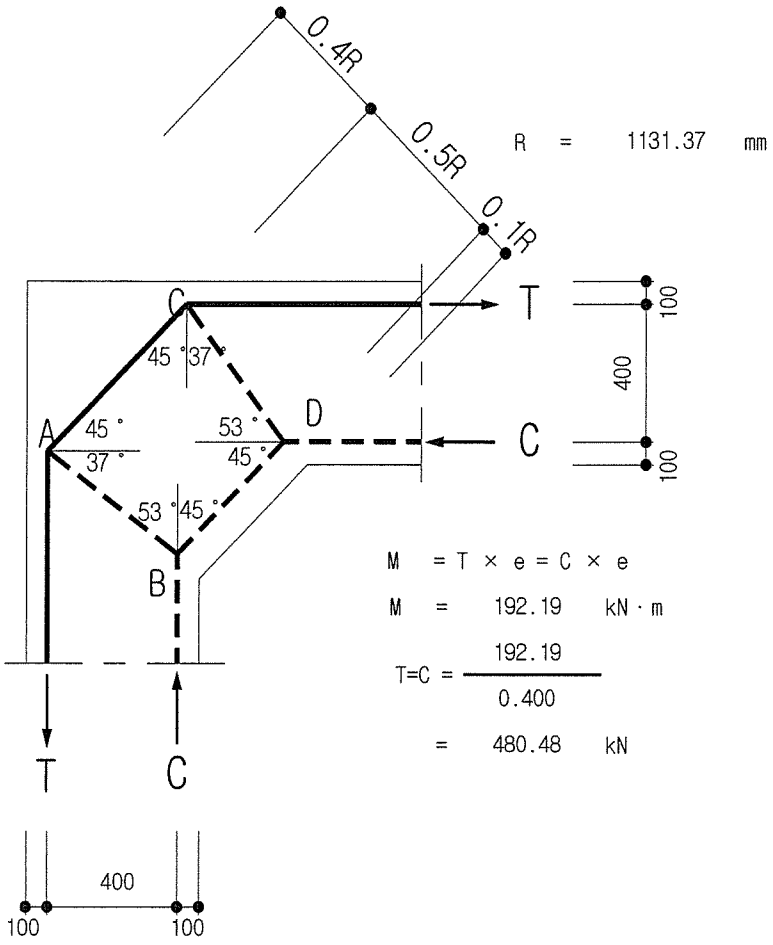
------ 우각부 보강철근 필요

외측인장에 대한 보강 사용철근량(As)

As = H22 @ 250 - 1 단 = 1548.40 ㎟

보강 As = 339.11 ㎟ < As = 1548.40 ㎟ ----- ∴ O.K.

③ Strut-Tie 모델을 이용한 해석



$M = T \times e = C \times e$

$M = 192.19 \quad kN \cdot m$

$$T=C = \frac{192.19}{0.400}$$

$= 480.48 \quad kN$

▷ Strut-Tie의 단면력 산정

절점 A

SIN 45 × AC 부재 − SIN 37 × AB 부재 = 480.48 kN ——— ⓐ

COS 45 × AC 부재 + COS 37 × AB 부재 = 0.00 kN ——— ⓑ

ⓐ와 ⓑ식에 의하여

AC 부재 = 387.50 kN (인장부재)

AB 부재 = -343.09 kN (압축부재)

절점 B

SIN 45 × BD 부재 + SIN 53 × AB 부재 = 0.00 kN

BD 부재 = -387.50 kN (압축부재)

▷ Strut-Tie의 보강철근 검토

$$\text{필요 As} = \frac{T}{\Phi . Fy} = \frac{387.50 \times 1000}{0.9 \times 400.0} = 1076.39 \quad mm^2$$

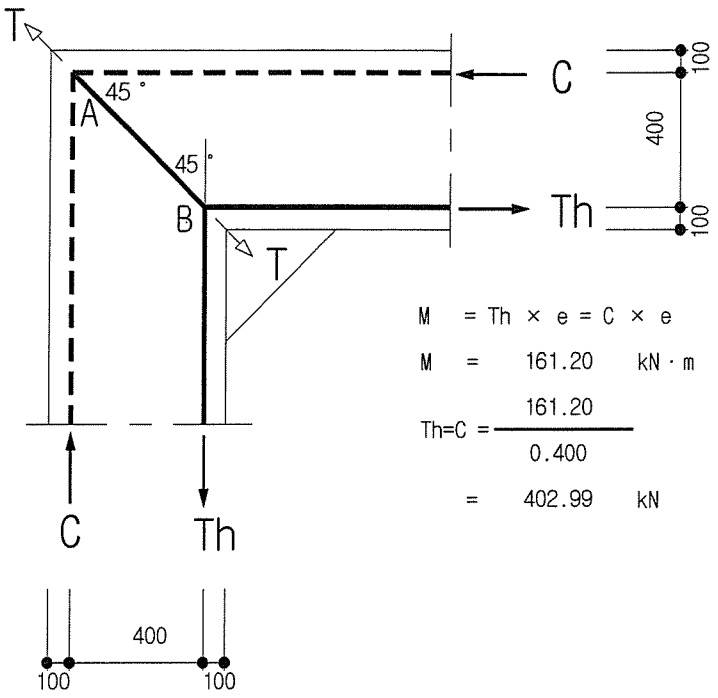
사용 As = H22 @ 250 − 1 단 = 1548.40 mm^2

주철근사용 As/2 = 1548.40 mm^2

= 3096.80 mm^2 > As req --- ∴ O.K.

2) 상부 슬래브 내측인장시 절점부 보강

- 내측인장



$M = Th \times e = C \times e$

$M = 161.20 \quad kN \cdot m$

$Th=C = \dfrac{161.20}{0.400}$

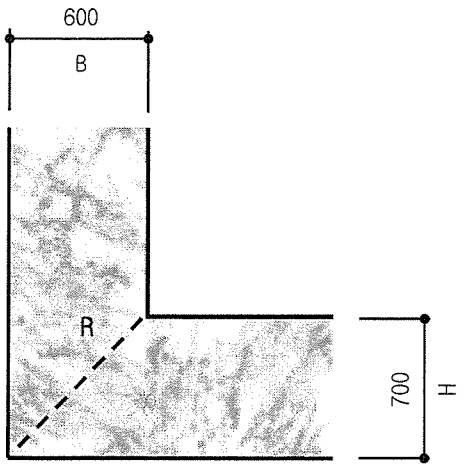
$= 402.99 \quad kN$

$T = \sqrt{2} \cdot Th = 569.910 \quad kN$

$$\text{필요 As} = \frac{T}{\Phi \cdot Fy} = \frac{569.91 \times 1000}{0.9 \times 400.0} = 1583.08 \quad mm^2$$

사용 As = H25 @ 250 - 1EA = 2026.80 mm^2 > As req --- ∴ O.K.

3) 하부 슬래브 외측인장시 절점부 보강



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(fsa) : 180.0 MPa

사용 모멘트 Mo : 255.85 kN·m

$R = \sqrt{(B2 + H2)} = 921.95$ mm

① 보강철근 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 255850700}{921.95^2 \times 1000.0} = 1.505 \text{ MPa}$$

f_{tmax} = 1.505 MPa > f_{ta} = 0.712 MPa 이므로 보강철근 필요.

② 소요 철근량

외측인장에 대한 보강 필요철근량(Asf)

$$Asf = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 255850700}{921.95 \times 180.0} = 3083.44 \text{ ㎟}$$

▶ 보강 As = Asf - 주철근사용 As = 3083.44 - 1548.4 = 1535.04 ㎟

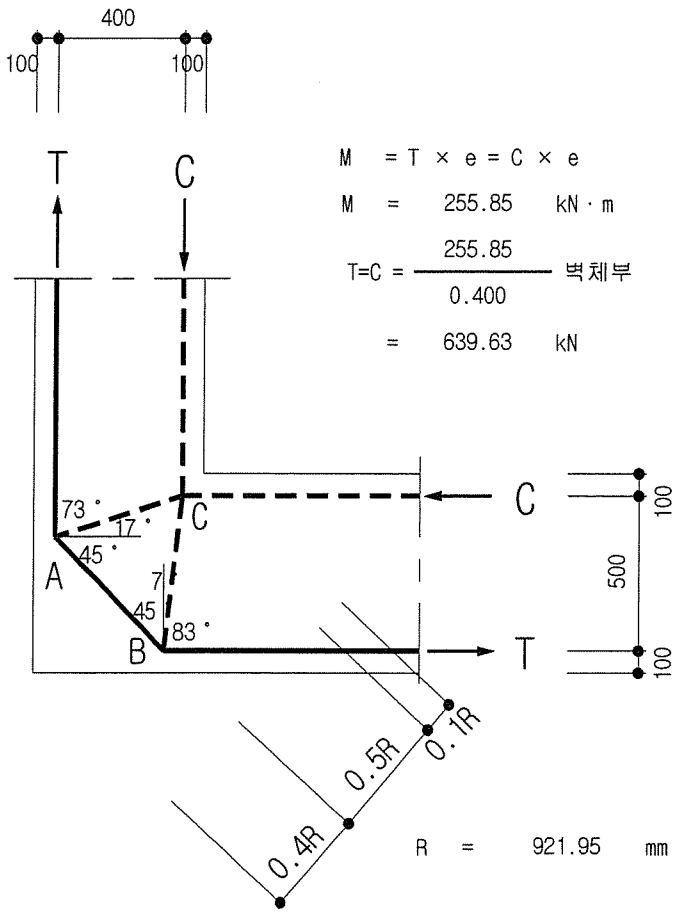
----- 우각부 보강철근 필요

외측인장에 대한 보강 사용철근량(As)

As = H25 @ 250 - 1 단 = 2026.80 ㎟

Asf = 1535.04 ㎟ < As = 2026.80 ㎟ ------ ∴ O.K.

③ Strut-Tie 모델을 이용한 해석



M = T × e = C × e

M = 255.85 kN · m

$T=C = \frac{255.85}{0.400}$ 벽체부 = 639.63 kN

$T=C = \frac{255.85}{0.500}$ 하부슬래브 = 511.70 kN

R = 921.95 mm

▷ Strut-Tie의 단면력 산정

절점 A

COS 73 × AC 부재 − SIN 45 × AB 부재 = −639.63 kN ——— ⓐ

COS 17 × AC 부재 + COS 45 × AB 부재 = 0.00 kN ——— ⓑ

ⓐ와 ⓑ식에 의하여

AB 부재 = 692.77 kN (인장부재)

AC 부재 = −512.24 kN (압축부재)

절점 B

COS 45 × AB 부재 + COS 7 × BC 부재 = 0.00 kN

BC 부재 = −493.54 kN (압축부재)

▷ Strut-Tie의 보강철근 검토

$\text{필요 As} = \frac{T}{\Phi . Fy} = \frac{692.77 \times 1000}{0.9 \times 400} = 1924.36$ ㎟

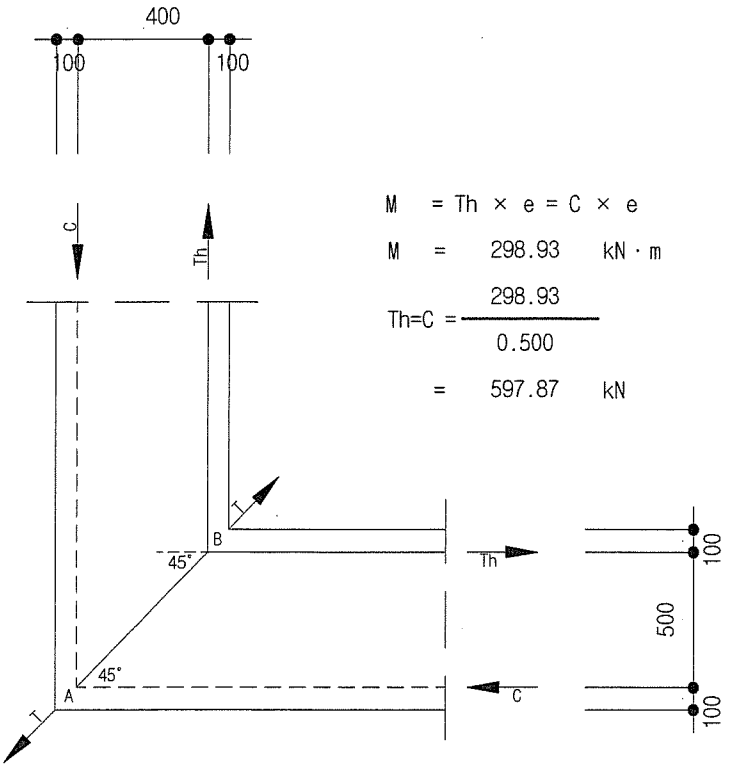
사용 As = H25 @ 250 − 1 단 = 2026.80 ㎟

주철근사용 As/2 = 1548.40 ㎟

Σ = 3575.20 ㎟ > As req ---- ∴ O.K.

4) 하부 슬래브 내측인장시 절점부 보강

- 내측인장



$M = Th \times e = C \times e$

$M = 298.93 \quad kN \cdot m$

$Th = C = \dfrac{298.93}{0.500}$

$= 597.87 \quad kN$

$T = \sqrt{2} \cdot Th = 845.513 \quad kN$

$$\text{필요 As} = \frac{T}{\Phi \cdot Fy} = \frac{845.51 \times 1000}{0.9 \times 400.0} = 2348.65 \quad mm^2$$

사용 As = H22 @ 125 - 1EA = 3096.80 mm^2 > As req --- ∴ O.K.

14. 배력철근 검토

1) 구조상세 - 철도설계기준(노반편) p.5-18

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 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 주철근 단면의 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 @ 150	=	1324.00	㎟
	∑ As =	2648.00	㎟

주철근 단면의 1/5 = 810.720 ㎟

따라서, As = 2648.00 ㎟ > Asreq = 1500.00 ㎟ ------ ∴ O.K.

② 하부슬래브

배력철근 최소 철근비 (Asreq) = 1,000.0 × 700.0 × 0.25	=	1750.00	㎟
사용철근 인장측 ; H 16 @ 150	=	1324.00	㎟
압축측 ; H 16 @ 150	=	1324.00	㎟
	∑ As =	2648.00	㎟

주철근 단면의 1/5 = 810.720 ㎟

따라서, As = 2648.00 ㎟ > Asreq = 1750.00 ㎟ ------ ∴ 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 @ 150	=	1324.00	㎟
	∑ As =	2648.00	㎟

주철근 단면의 1/5 = 619.360 ㎟

따라서, As = 2648.00 ㎟ > Asreq = 1800.00 ㎟ ------ ∴ O.K.

15. 기초지지력 검토

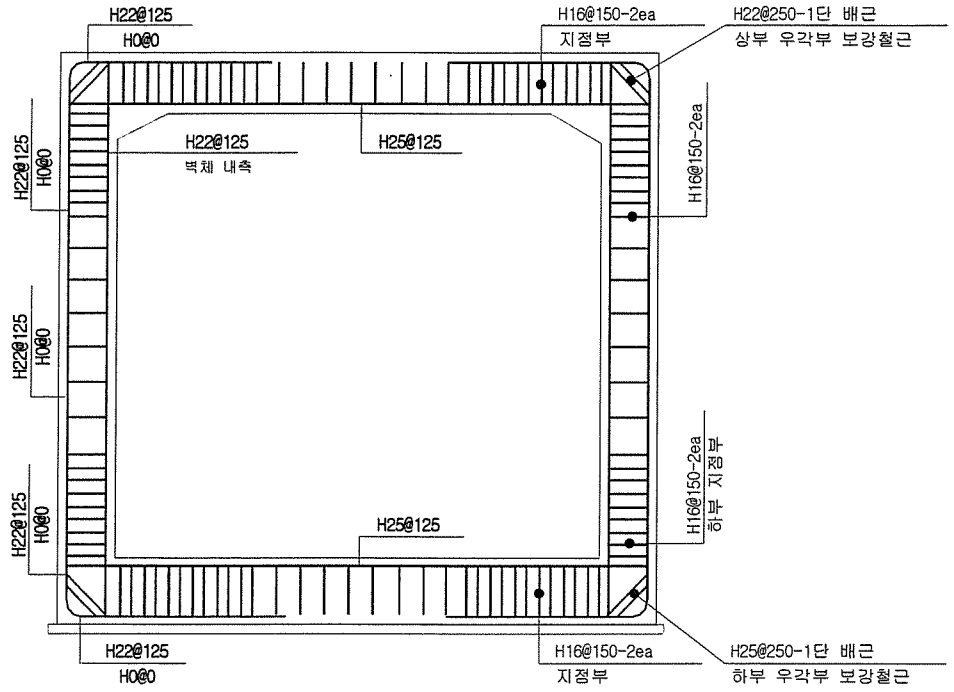
1) 지지력검토 (지반 보고서 참조)

지반스프링 최대반력 : **137.084** kN

Qmax = 137.084 / 0.750 = 182.778 kN/m^2 < 676.00 kN/m^2 --- ∴ O.K.

16. 주철근 조립도

※ 벽체중앙부 주철근 외측배근



▶ **배력철근**

- 상부 지점부 : H16, 인장측:150, 압축측:150
- 하부 지점부 : H16, 인장측:150, 압축측:150
- 벽체부 : H16, 인장측:150, 압축측:150

B(함) 5.3 X 5.3 - 산운제3

- 5.3 x 5.3 x 1
- 토피 = 1.230m

1. 설 계 조 건
2. 단 면 가 정
3. 해석모델 및 단면제원
4. 강역설정
5. 하중산정
6. 하중재하도
8. INPUT DATA
9. OUPUT DATA
10. 단면력 요약
10. 단면력도
12. 단면검토
12. 우각부 검토
13. 배력철근 검토
15. 기초지지력 검토
16. 주철근 조립도

1. 설계 조건

1) 구조물명 : B (함) 산운제3

2) 구조형식 : 철근 콘크리트 구조

3) 설계하중 : KRL-2012 표준열차하중

4) 재료중량

- 철근 콘크리트(γ_c)	=	24.5	kN/m^3
- 무근 콘크리트(γ_{con})	=	23.0	kN/m^3
- 자갈 도상(γg)	=	19.0	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) : 57.00 ° 연 장 (L) : 22.14 m

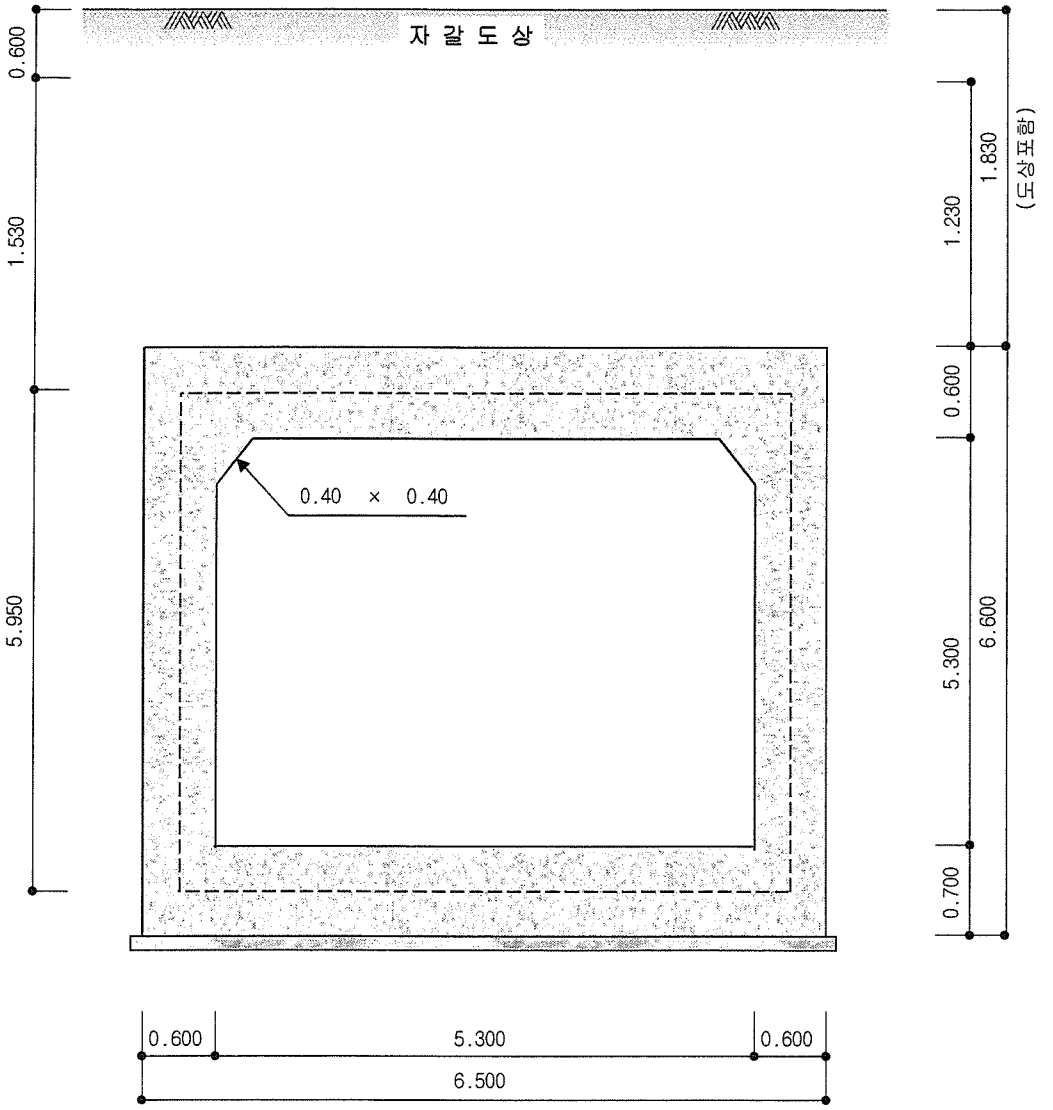
9) 설계방법

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

10) 참고문헌

- 철도설계기준(노반편), 국토해양부, 2011
- 철도설계기준(노반편) 개정(안), 2013
- 콘크리트 구조설계기준해설, 한국콘크리트 학회, 2012

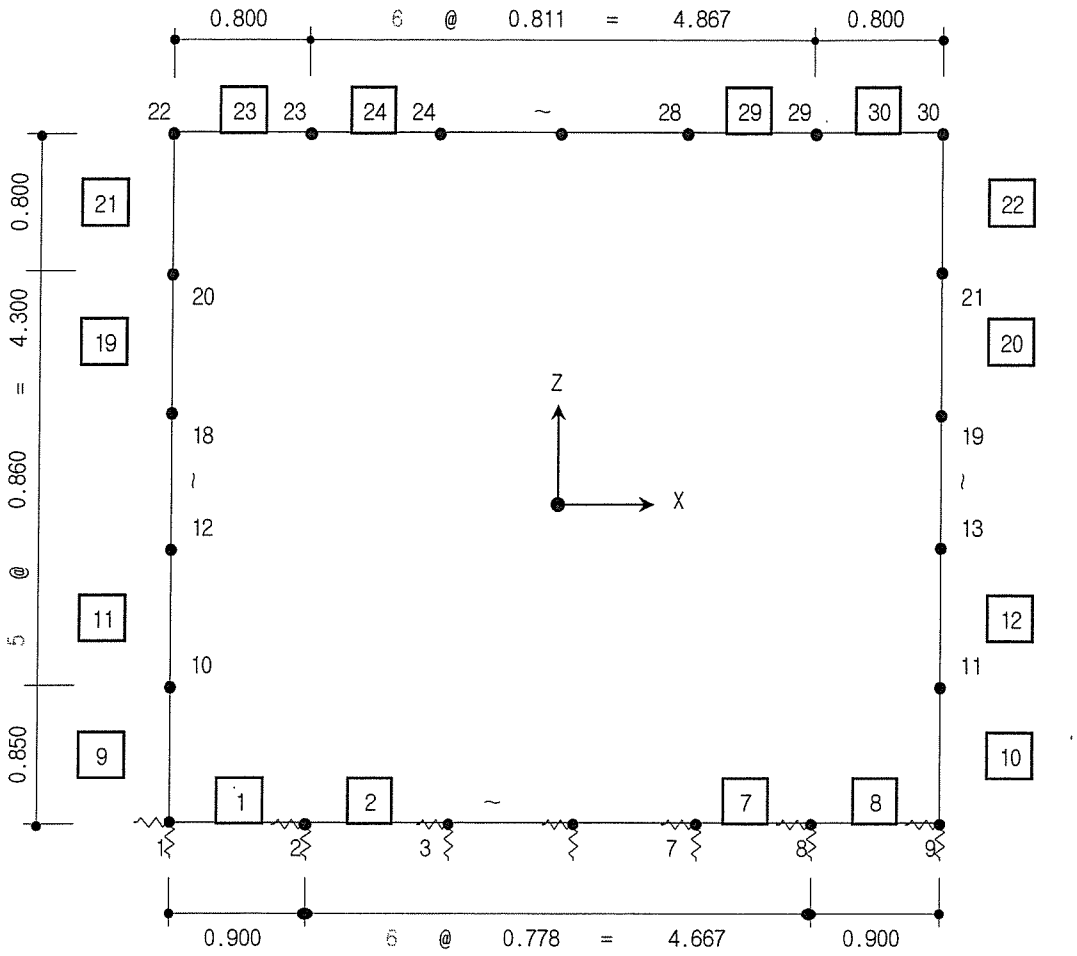
2. 단면 가정



※ 유효경간

Skew =	57.0	°					
Ln =	5.900	m					
Ls =	7.035	m					
Ls/B =	7.035	/	15.000	=	0.469	<	1.500
L =	6.467	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	6.467	0.000	1.710
2	0.900	0.000	0.000	14	0.000	0.000	2.570
3	1.678	0.000	0.000	15	6.467	0.000	2.570
4	2.456	0.000	0.000	16	0.000	0.000	3.430
5	3.234	0.000	0.000	17	6.467	0.000	3.430
6	4.011	0.000	0.000	18	0.000	0.000	4.290
7	4.789	0.000	0.000	19	6.467	0.000	4.290
8	5.567	0.000	0.000	20	0.000	0.000	5.150
9	6.467	0.000	0.000	21	6.467	0.000	5.150
10	0.000	0.000	0.850	22	0.000	0.000	5.950
11	6.467	0.000	0.850	23	0.800	0.000	5.950
12	0.000	0.000	1.710	24	1.611	0.000	5.950

Joint	좌 표			Joint	좌 표		
	X	Y	Z		X	Y	Z
25	2.422	0.000	5.950	28	4.856	0.000	5.950
26	3.234	0.000	5.950	29	5.667	0.000	5.950
27	4.045	0.000	5.950	30	6.467	0.000	5.950

2) 경계 조건

① 상시

joint	spring계수 (kN/m²)		joint	spring계수 (kN/m²)	
	z방향(수직)	x방향(수평)		z방향(수직)	x방향(수평)
1 , 9	10495		3 ~ 7	10885	
2 , 8	11740				

② 내진시

- 붕괴방지수준

joint	spring계수 (kN/m²)		joint	spring계수 (kN/m²)	
	x방향(수평)	z방향(수직)		x방향(수평)	z방향(수직)
1	31863	31584	17	26633	8878
2	8794	26380	18	26633	8878
3 ~ 7	8153	24459	19	26633	8878
8	8794	26380	20	25704	8568
9	31863	31584	21	25704	8568
10	26478	8826	22	29015	29238
11	40046	13349	23	8444	25332
12	26633	8878	24~28	8503	25507
13	26633	8878	29	8444	25332
14	26633	8878	30	29015	29238
15	26633	8878			
16	26633	8878			

3) 단면제원

Element	두께	폭	비 고
23 ~ 30	0.600	1.000	상부슬래브
1 ~ 8	0.700	1.000	하부슬래브
9 ~ 22	0.600	1.000	벽 체

4. 강역설정

(1) 강역설정기준(콘크리트구조설계기준 2012)

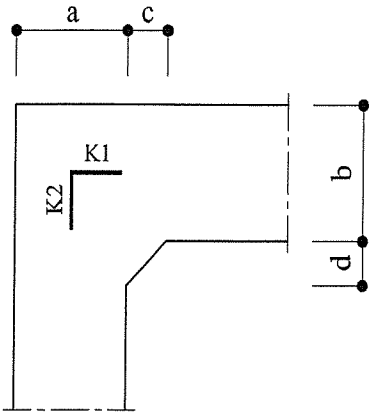
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

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

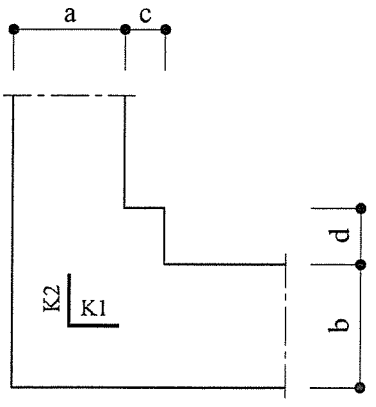
(2) 강역설정

- 절점 22 , 30



a =	600	mm	c =	400	mm
b =	600	mm	d =	400	mm
K1 =	400	mm	K2 =	400	mm

- 절점 1 , 9

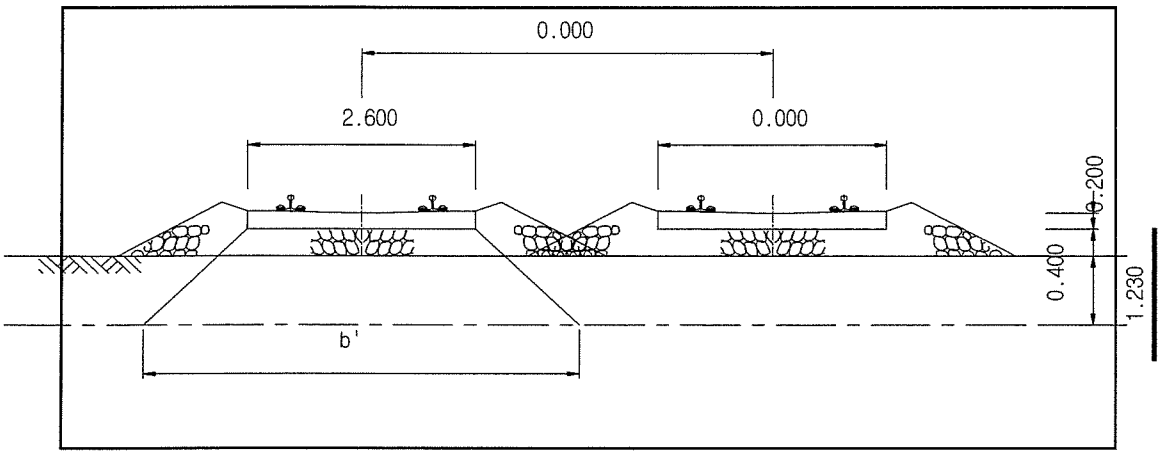


a =	600	mm	c =	0	mm
b =	700	mm	d =	0	mm
K1 =	125	mm	K2 =	200	mm

5. 하중산정

5.1 상시

1) 고정하중(지하수 無)



① 하중 분포폭 산정 (b')

He ≥ 0.5 m : c + b + (d + He)

여기서, h : 시공기면에서의 토피고(m : 1.230 m

c : 복선선로 중심간격(m) : 0.000 m

d : 침목하면의 도상두께(m) : 0.400 m

b : 침목길이(m) : 2.600 m

t : 침목두께(m) : 0.200 m

∴ b' = 0.000 + 2.600 + (0.400 + 1.230) = 4.23 m

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

③ 궤도 중량

- 레일 : 레일당 1.5kN/m를 적용

q_1 = 2 × 1.500 / 4.230 = 0.709 kN/㎡

- 침목 : 고속철도용 5.0kN/m

q_2 = 5.000 × 1 / 4.230 = 1.182 kN/㎡

= 1.891 kN/㎡

④ 도상 (q_2)

자갈 = 0.600 × 19.000 × 1.3 (보선작업 고려 30% 할증) = 14.820 kN/㎡

⑤ 복토하중 (q_3) = 20.000 × 1.230 = 24.600 kN/㎡

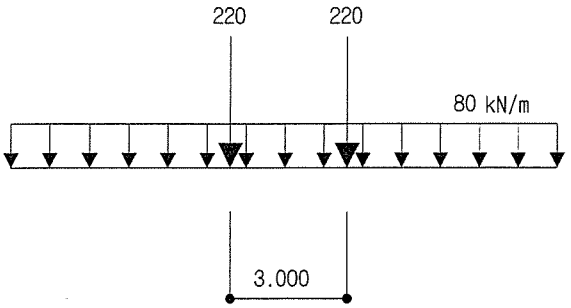
∴ 상부구조 작용하중 $q_1 + q_2 + q_3$ = 1.891 + 14.820 + 24.600 = 41.311 kN/㎡

∴ 하부구조 작용하중 c(콘크리트포장)

0.000 × 23.000 = 0.000 kN/㎡

2) 활하중

KRL-2012 표준열차하중 적용



① 활하중 산정

$$W_{L1} = \frac{P}{a \times b'} = \frac{220}{3.000 \times 4.230} = 17.336 \quad kN/m^2$$

$$W_{L2} = \frac{w}{b'} = \frac{80}{4.230} = 18.913 \quad kN/m^2$$

$$\therefore WL = 36.249 \quad kN/m^2$$

② 충격계수

1) 단선 (i_0) (철도설계기준 노반편(2011) 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.

* 복선을 지지하는 부재의 충격은 두궤도의 전 충격으로 한다.

지 간 L (m) = 6.467 m

따라서 i_0 = 0.465 (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 = 1.830 m i = 0.208

W_L = 36.249 × (1 + 0.208) = 43.778 kN/m²

③ 활하중에 의한 측압 (충격비고려)

W_{LH} = 36.249 × 0.4 = 14.500 kN/m²

3) 토 압

- 지하수가 없는 경우 작용 토압

q_1 = 0.426 × (16.711 + 20.000 × 1.530) = 20.154 kN/㎡

q_2 = 20.154 + 0.426 × (20.000 × 0.800) = 26.970 kN/㎡

q_3 = 26.970 + 0.426 × (20.000 × 0.860) = 34.297 kN/㎡

q_4 = 34.297 + 0.426 × (20.000 × 0.860) = 41.624 kN/㎡

q_5 = 41.624 + 0.426 × (20.000 × 0.860) = 48.951 kN/㎡

q_6 = 48.951 + 0.426 × (20.000 × 0.860) = 56.278 kN/㎡

q_7 = 56.278 + 0.426 × (20.000 × 0.860) = 63.605 kN/㎡

q_8 = 63.605 + 0.426 × (20.000 × 0.850) = 70.847 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

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

건조수축에 의한 온도하중은 시공중 발생하는 하중으로 단면이 모두 구속되있을 때 발생한다.

따라서, 고려되는 부분은 상부 슬래브타설시이므로 하중은 상부슬래브에만 재하시킨다.

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 1.83 m 이므로 장대레일 하중을 무시한다.

H_r = 0.000 × 2 / 4.230 = 0.000 kN/㎡

7) 상시 지반반력 계수

지지 지반 N치 = 15

Eo = 2800 × N = 2800 × 15 = 42000

Kvo = 1 / 0.3 x α x Eo = 1 / 0.3 × 1 x 42000 = 140000

Bv = √ Av = √ (6.467 × 6.467) = 6.467

Kv = Kvo (Bv/0.3)^-3/4 = 13994 kN/m²

13994 × (0.600 / 2 + 0.900 / 2) = 10495 kN/m² - 저판 단부 스프링

13994 × (0.900 / 2 + 0.778 / 2) = 11740 kN/m² - 저판 전단검토위치

13994 × (0.778 / 2 + 0.778 / 2) = 10885 kN/m² - 저판 중앙부 스프링

5.2 지진시

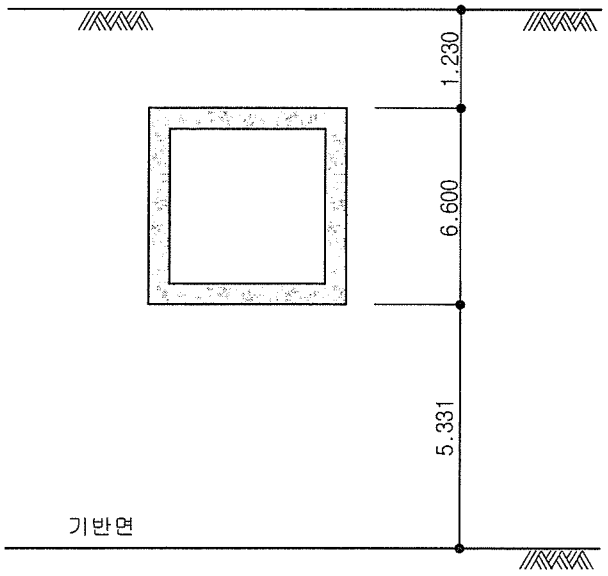
지진시 설계는 도시철도 내진설계기준 (국토해양부,2009)을 참고로하여 응답변위법으로 설계하였다.

5.2.1 붕괴방지수준

1) 개요

설계수준 : 붕괴방지수준 , 지진구역 : I , 지반종류 : Sd

2) 지반고유특성치 산정



γ = 20 kN/m³

φ = 35 °

기반면의 심도 = 13.161 m

Hi	N치	초기전단탄성파	기능수행수준	붕괴방지수준	TG'(4Hi/Vsi)	T_S ($1.25T_{G'}$)	비 고
		Vo(m/sec)	V_{si}(m/sec)	V_{si}(m/sec)			
1.530	15	197.297	157.8	98.6	0.0620	0.0775	
0.800	15	197.297	157.8	98.6	0.0324	0.0405	
0.860	15	197.297	157.8	98.6	0.0349	0.0436	
0.860	15	197.297	157.8	98.6	0.0349	0.0436	
0.860	15	197.297	157.8	98.6	0.0349	0.0436	
0.860	15	197.297	157.8	98.6	0.0349	0.0436	
0.860	15	197.297	157.8	98.6	0.0349	0.0436	
0.850	15	197.297	157.8	98.6	0.0345	0.0431	
5.681	50	294.723	235.8	147.4	0.1542	0.1928	

※ 전단파속도의 구체적인 실험치가 없는 경우 다음과 같이 구한다.

점성토의 경우 : $Vsi = 100\ Ni^{1/3}$ ($1 \le Ni \le 25$)

사질토의 경우 : $Vsi = 80\ Ni^{1/3}$ ($1 \le Ni \le 50$)

$T_G' = \sum (4\ Hi / Vsi) =$ 0.458 sec

$T_G = 1.25\ T_G' =$ 0.572 sec

3) 진도결정

① 지진계수 Ca = 0.16

Cv = 0.23

지진계수 Ca,Cv값 (지하공동구 내진설계지침, 건설교통부, 2004)

지반종류	지진계수 Ca		지진계수 Cv	
	지진구역 I	지진구역 II	**지진구역 I**	지진구역 II
Sa	0.09	0.05	0.09	0.05
Sb	0.11	0.07	0.11	0.07
Sc	0.13	0.08	0.18	0.11
Sd	0.16	0.11	0.23	0.16
Se	0.22	0.17	0.37	0.23

② 지진구역계수 (지진구역 I) I = 0.11

③ 위험도계수 (내진성능등급 1 등급)

- 기능수행수준 (재현주기 100 년) 위험도계수 I = 0.57
- **붕괴방지수준** (재현주기 1000 년) 위험도계수 I = 1.40

④ 수평지진계수(Kh)

- 기반면의 설계수평지진계수(Kh')

  기능수행수준 Kh' = 0.11×I = 0.063

  붕괴방지수준 Kh' = 0.11×I = 0.154

- 지표면의 설계수평지진계수(Kh)

  기능수행수준 Kh = Ca×I = 0.091

  붕괴방지수준 Kh = Ca×I = 0.224

⑤ 수직진도(Kv)

; 지중구조물에서는 지진의 수직운동에 의한 영향이 상대적으로 적으므로 수직진도 고려하지 않음.

4) 지반의 변위진폭 산정

① 응답스펙트럼 산정

S_V(기반면에서의 속도응답 스펙트럼) = $T_G/(2\pi) \cdot S_A$

T_S = Cv /(2.5 · Ca) = 0.575 sec

T_0 = 0.2×T_S = 0.115 sec

- 기능수행수준의 응답스펙트럼 가속도 (재현기간 100년)

$0 \le T_G < T_0$: $S_A = \left[C_a + \left(\frac{2.5C_a - C_a}{T_0} T_G\right)\right] \cdot g \cdot I \cdot C_D$ = 5.049

$T_0 \le T_G < T_S$: S_A = 2.5 · Ca · g · I · C_D = 1.492

$T_G \ge T_S$: S_A = Cv/T_G · g · I · C_D = 0.858 / T_G

=> S_A = 1.492 m/sec^2 , S_V = 0.136 m/sec

- 붕괴방지수준의 응답스펙트럼(재현기간 1000년)

$0 \le T_G < T_0$: $S_A = \left[C_a + \left(\frac{2.5C_a - C_a}{T_0} T_G\right)\right] \cdot g \cdot I \cdot C_D$ = 12.401

$T_0 \le T_G < T_S$: $S_A = 2.5 \cdot Ca \cdot g \cdot I \cdot C_D$ = 3.664

$T_G \ge T_S$: $S_A = Cv/T_G \cdot g \cdot I \cdot C_D$ = 1.466 / T_G

=> S_A = 3.664 m/sec^2, S_V = 0.334 m/sec

② 감쇠율에 대한 보정계수

구 분	기능수행수준	**붕괴방지수준**
C_D	0.800	0.667

③ 지진시 깊이별 지반변위(m)

U(z) = $ag \cdot \cos(\pi \cdot z / 2H)$, 여기서 $ag = 0.2 \cdot T \cdot Sv \cdot Kh$

기반면의 깊이(H) = 13.161 m

깊이	지반변위(m)		상대변위(m)		비 고
(z)	기능수행수준	**붕괴방지수준**	기능수행수준	**붕괴방지수준**	
0.000	0.0057	0.0141	-	-	지표면
1.530	0.0056	0.0139	0.0020	0.0050	**구체상판**
2.330	0.0055	0.0136	0.0019	0.0047	
3.190	0.0053	0.0131	0.0017	0.0042	
4.050	0.0051	0.0125	0.0015	0.0036	
4.910	0.0048	0.0117	0.0012	0.0029	
5.770	0.0044	0.0109	0.0008	0.0020	
6.630	0.0040	0.0099	0.0004	0.0011	
7.480	0.0036	0.0088	0.0000	0.0000	**구체저판**
13.161	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	기반면

5) 지반반력계수 산정

(가) 상부슬래브 지반반력 계수

① 연직 지반반력계수

$Bv = \sqrt{Av} = \sqrt{(6.467 \times 6.467)} = 6.467$

$E_D = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$$Kvo = \alpha \left[\frac{E_D}{0.3}\right] = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kv = 314586 \left[\frac{6.467}{0.3}\right]^{-0.75} = 31445 \quad kN/m^3$$

$K1 = 31445 \times 0.700 = 22012 \quad kN/m^2$ --- 상판 단부 스프링

$K2 = 31445 \times 0.806 = 25332 \quad kN/m^3$ --- 상판 전단검토위치 스프링

$K3 = 31445 \times 0.811 = 25507 \quad kN/m^2$ --- 상판 중앙부 스프링

② 전단 지반반력계수

$$Kvs = \lambda Kv = \frac{1}{3.0} \times 31445 = 10482 \quad kN/m^3$$

$K1 = 10482 \times 0.700 = 7337 \quad kN/m^2$ --- 상판 단부 전단스프링

$K2 = 10482 \times 0.806 = 8444 \quad kN/m^3$ --- 상판 전단검토위치 전단스프링

$K2 = 10482 \times 0.811 = 8503 \quad kN/m^2$ --- 상판 중앙부 전단스프링

(나) 하부슬래브 지반반력 계수

① 연직 지반반력계수

$$Kv = Kvo \left[\frac{Bv}{0.3}\right]^{-0.75}$$

$E_D = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$$Kvo = \alpha \left[\frac{E_D}{0.3}\right] = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kv = 314586 \left[\frac{6.467}{0.3}\right]^{-0.75} = 31445 \quad kN/m^3$$

$K1 = 31445 \times 0.750 = 23584 \quad kN/m^2$ --- 저판 단부 스프링

$K2 = 31445 \times 0.839 = 26380 \quad kN/m^3$ --- 저판 전단검토위치 스프링

$K3 = 31445 \times 0.778 = 24459 \quad kN/m^2$ --- 저판 중앙부 스프링

② 전단 지반반력계수

$$Kvs = \lambda Kv = \frac{1}{3.0} \times 31445 = 10482 \quad kN/m^3$$

K1 = 10482 × 0.750 = 7862 kN/m^2 --- 저판 단부 전단스프링

K2 = 10482 × 0.839 = 8794 kN/m^3 --- 저판 전단검토위치 전단스프링

K3 = 10482 × 0.778 = 8153 kN/m^2 --- 저판 중앙부 전단스프링

(다) 측벽 지반반력계수

① 수평 지반반력계수

$$Kh = Kho \left(\frac{Bh}{0.3} \right)^{-0.75}$$

$$Bh = \sqrt{Ah} = \sqrt{(6.600 \times 6.600)} = 6.600$$

$E_{D1} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D2} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D3} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D4} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D5} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D7} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D8} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$$Kho_1 = \alpha \left(\frac{E_{D1}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_2 = \alpha \left(\frac{E_{D2}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_3 = \alpha \left(\frac{E_{D3}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_4 = \alpha \left(\frac{E_{D4}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_5 = \alpha \left(\frac{E_{D5}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_7 = \alpha \left(\frac{E_{D7}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_8 = \alpha \left(\frac{E_{D6}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kh_1 = 314586 \left(\frac{6.600}{0.3} \right)^{-0.75} = 30969 \quad kN/m^3$$

$$Kh_2 = 314586 \left[\frac{6.600}{0.3} \right]^{-0.75} = 30969 \quad kN/m^3$$

$$Kh_3 = 314586 \left[\frac{6.600}{0.3} \right]^{-0.75} = 30969 \quad kN/m^3$$

$$Kh_4 = 314586 \left[\frac{6.600}{0.3} \right]^{-0.75} = 30969 \quad kN/m^3$$

$$Kh_5 = 314586 \left[\frac{6.600}{0.3} \right]^{-0.75} = 30969 \quad kN/m^3$$

$$Kh_7 = 314586 \left[\frac{6.600}{0.3} \right]^{-0.75} = 30969 \quad kN/m^3$$

$$Kh_6 = 314586 \left[\frac{6.600}{0.3} \right]^{-0.75} = 30969 \quad kN/m^3$$

$Kh_1 = 30969 \times 0.700 = 21678 \quad kN/m^2$ --- 측벽 상단부 스프링

$Kh_2 = 30969 \times 0.830 = 25704 \quad kN/m^2$ --- 측벽 전단검토위치 스프링

$Kh_3 = 30969 \times 0.860 = 26633 \quad kN/m^2$ --- 측벽 중앙부 스프링

$Kh_4 = 30969 \times 0.860 = 26633 \quad kN/m^2$ --- 측벽 중앙부 스프링

$Kh_5 = 30969 \times 0.860 = 26633 \quad kN/m^2$ --- 측벽 중앙부 스프링

$Kh_6 = 30969 \times 0.860 = 26633 \quad kN/m^2$ --- 측벽 중앙부 스프링

$Kh_8 = 30969 \times 0.855 = 26478 \quad kN/m^4$ --- 측벽 전단검토위치 스프링

$Kh_9 = 30969 \times 0.775 = 24001 \quad kN/m^2$ --- 측벽 하단부 스프링

② 전단 지반반력계수

$$Khs_1 = \lambda Kh_1 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad kN/m^3$$

$$Khs_2 = \lambda Kh_2 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad kN/m^3$$

$$Khs_3 = \lambda Kh_3 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad kN/m^3$$

$$Khs_4 = \lambda Kh_4 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad kN/m^3$$

$$Khs_5 = \lambda Kh_5 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad kN/m^3$$

$$Khs_7 = \lambda Kh_7 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad kN/m^3$$

$$Khs_8 = \lambda Kh_8 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad kN/m^3$$

Khs_1 = 10323 × 0.700 = 7226 kN/m^2 - - - 측벽 상단부 전단스프링

Khs_2 = 10323 × 0.830 = 8568 kN/m^2 - - - 측벽 중앙부 전단스프링

Khs_3 = 10323 × 0.860 = 8878 kN/m^2 - - - 측벽 중앙부 전단스프링

Khs_4 = 10323 × 0.860 = 8878 kN/m^2 - - - 측벽 중앙부 전단스프링

Khs_5 = 10323 × 0.860 = 8878 kN/m^2 - - - 측벽 중앙부 전단스프링

Khs_6 = 10323 × 0.860 = 8878 kN/m^2 - - - 측벽 중앙부 전단스프링

Khs_8 = 10323 × 0.855 = 8826 kN/m^4 - - - 측벽 중앙부 전단스프링

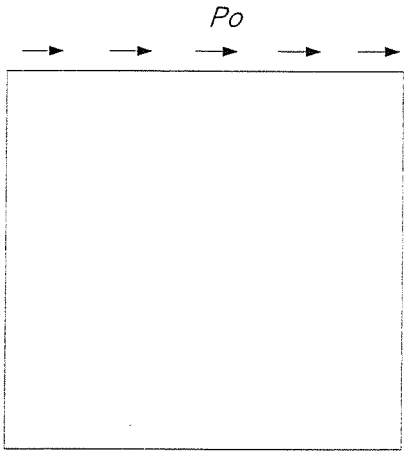
Khs_7 = 10323 × 0.775 = 8000 kN/m^2 - - - 측벽 하단부 전단스프링

6) 지진시 작용하중의 산정

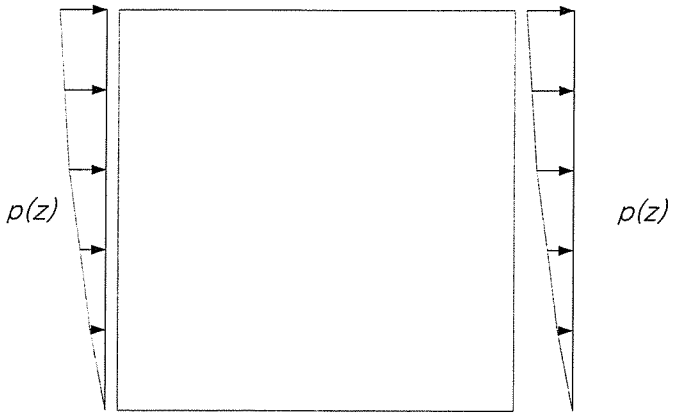
; 지진설계수준이 붕괴방지수준이므로 지진력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

① 상판 지진토압

$Po = K_{VS,TOP}(u(Z_U) - u(z_B)) =$ 10482 × 0.005019 = 52.609 kN/㎡

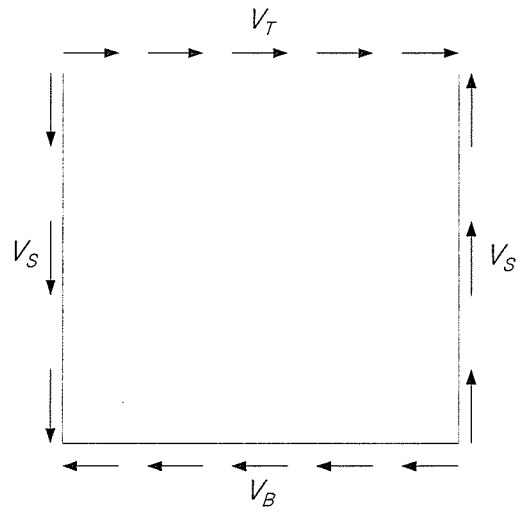


② 측벽지진토압



측벽지진토압	z = 1.530	$p(z_1)$	$= K_H \cdot \{u(z_1)-u(z_B)\}$	=	155.433	kN/㎡
	z = 2.330	$p(z_2)$	$= K_H \cdot \{u(z_2)-u(z_B)\}$	=	145.926	kN/㎡
	z = 3.190	$p(z_3)$	$= K_H \cdot \{u(z_3)-u(z_B)\}$	=	131.432	kN/㎡
	z = 4.050	$p(z_4)$	$= K_H \cdot \{u(z_4)-u(z_B)\}$	=	112.665	kN/㎡
	z = 4.910	$p(z_5)$	$= K_H \cdot \{u(z_5)-u(z_B)\}$	=	89.841	kN/㎡
	z = 5.770	$p(z_6)$	$= K_H \cdot \{u(z_6)-u(z_B)\}$	=	63.208	kN/㎡
	z = 6.630	$p(z_7)$	$= K_H \cdot \{u(z_7)-u(z_B)\}$	=	33.013	kN/㎡
	z = 7.480	$p(z_7)$	$= K_H \cdot \{u(z_9)-u(z_B)\}$	=	0.000	kN/㎡

③ 주면전단력



V_T = $G_{D,TOP}/(\pi H) \cdot S_V \cdot T_G \cdot \sin(\pi z_U/2H)$ = 16.625 kN/㎡

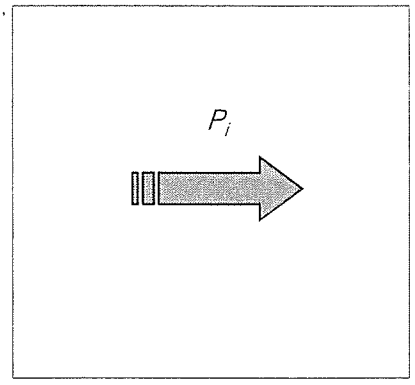
$G_{D,TOP}$ = $\frac{\gamma_t}{g} \times V_{SD}^2 = \frac{20.0}{9.81} \times 98.6^2$ = 19840 kN/㎡

V_B = $G_{D,BOTTOM}/(\pi H) \cdot S_V \cdot T_G \cdot \sin(\pi z_B/2H)$ = 73.637 kN/㎡

$G_{D,BOTTOM}$ = $\frac{\gamma_t}{g} \times V_{SD}^2 = \frac{20.0}{9.81} \times 98.6^2$ = 19840 kN/㎡

V_S = $(V_T + V_B)/2$ = 45.131 kN/㎡

④ 구체 관성력(부재의 단위폭/길이당 관성력)



$P_i = W \cdot K_{hav}$ 여기서, $K_{hav} = K_h' + (K_h - K_h') \cdot \frac{H_w}{H}$

구체상판의 설계수평지진계수(Khu) = 0.154 + (0.224 - 0.154) × $\frac{1.53}{13.161}$ = 0.162

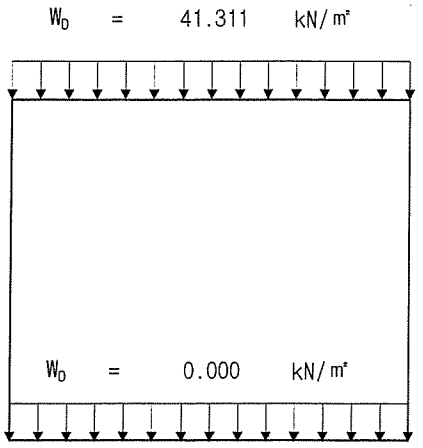
구체저판의 설계수평지진계수(Khb) = 0.154 + (0.224 - 0.154) × $\frac{7.48}{13.161}$ = 0.194

측벽의 설계수평지진계수(Kh) = $\frac{Khu + Khb}{2} = \frac{0.162 + 0.194}{2}$ = 0.178

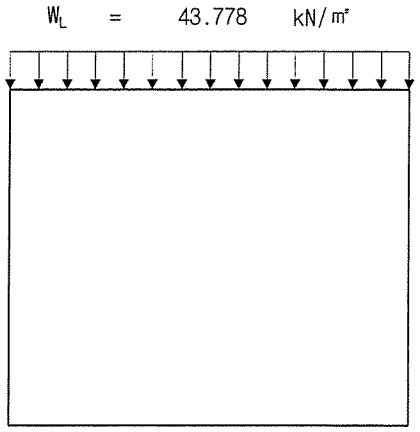
6. 하중재하도

(1) 상시

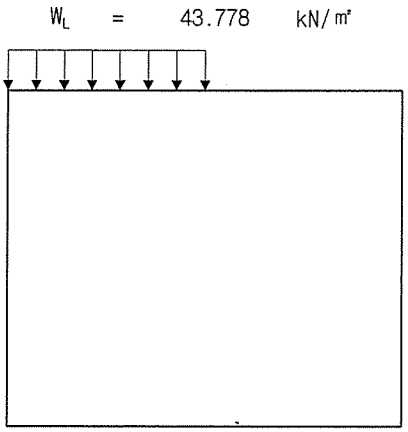
① 고정하중



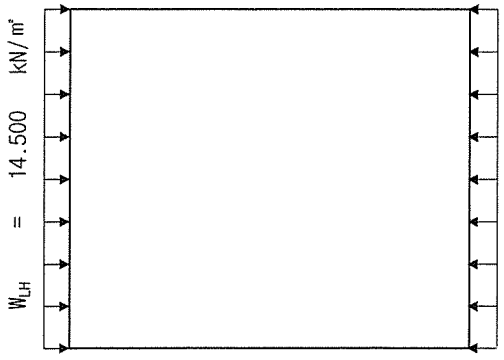
② 활하중(만재하)



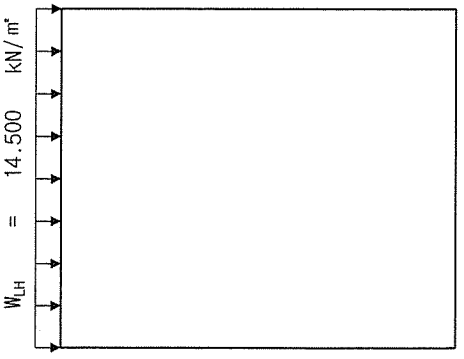
③ 활하중(편재하)



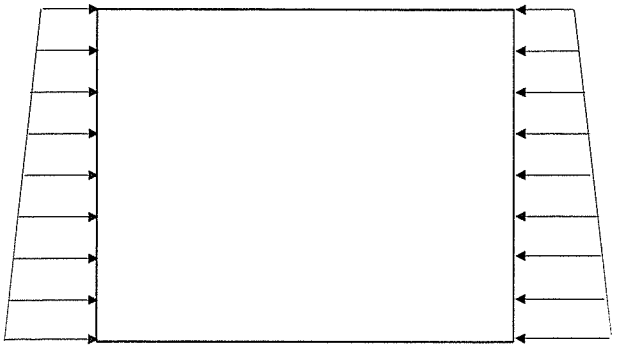
④ 활하중에 의한 수평토압(만재하)



⑤ 활하중에 의한 수평토압(편재하)



⑥ 수평토압(지하수 없는 경우)



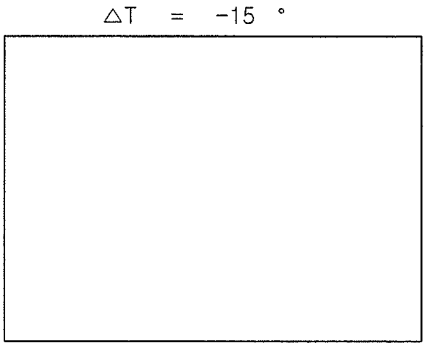
q_1 = 20.154 kN/㎡

q_7 = 70.847 kN/㎡

⑦ 온도하중

△T = 0 °

⑧ 건조수축

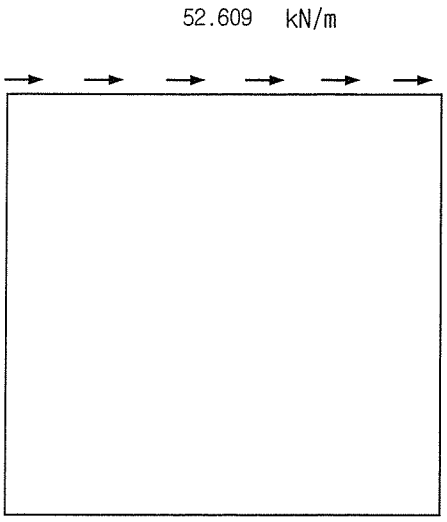


⑨ 장대레일 종하중

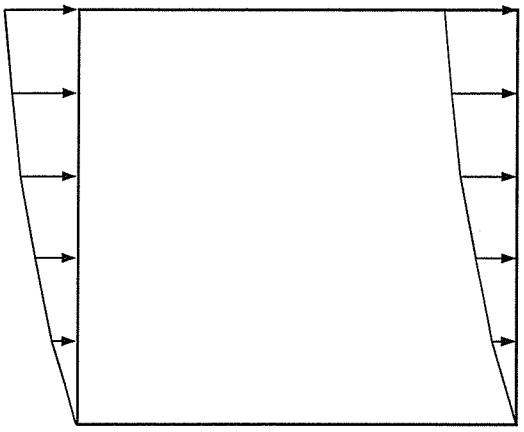
Hr = 0.000 kN/m²

(2) 지진시

① 상판 지진토압



② 측면토압



P(z1) = 155.433 kN/m

z1 = 1.530 m

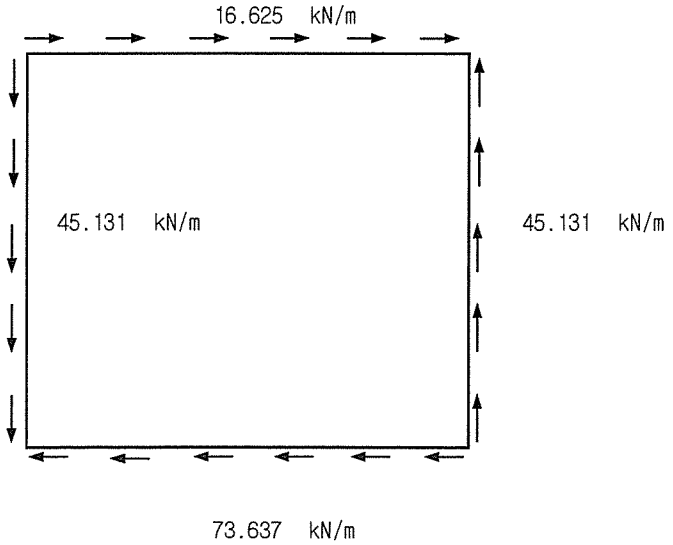
P(z4) = 112.665 kN/m

z1 = 4.050 m

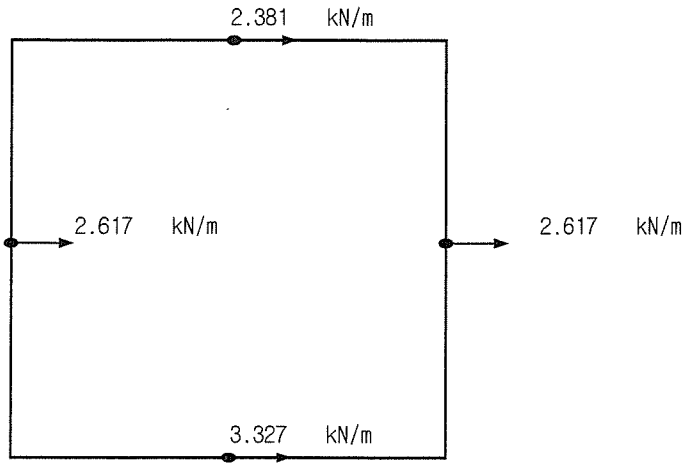
P(z7) = 0.000 kN/m

z1 = 7.480 m

③ 주면전단력

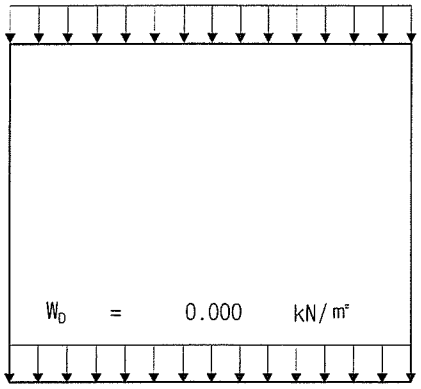


④ 구체 관성력



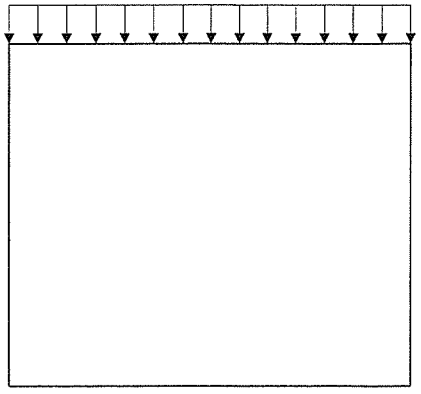
⑤ 고정하중

W_D = 41.311 kN/m²



⑥ 활하중(만재하)

W_L = 43.778 kN/m²



7. 하중계수 및 하중조합

7.1 상시

1) 극한하중 검토시

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

2) 사용하중 검토시

구분	고정하중	활하중		활하중 측압		수평토압	온도하중		건조수축	장대레일	비고
				양측재하	편측재하	지하수無					
		전경간	1/2	수평	수평	수평	온도상승	온도하강			
	LC1	LC2	LC3	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	
17	1.0	1.0		1.0		1.0					
18	1.0	1.0		0.5		0.5					
19	1.0		1.0		1.0	1.0					
20	1.0		1.0		0.5	0.5					
21	1.0	1.0		1.0		1.0	1.0			1.0	
22	1.0	1.0		0.5		0.5	1.0			1.0	
23	1.0	1.0		1.0		1.0		1.0	1.0	1.0	
24	1.0	1.0		0.5		0.5		1.0	1.0	1.0	
25	1.0		1.0		1.0	1.0	1.0			1.0	
26	1.0		1.0		0.5	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		0.5	0.5		1.0	1.0	1.0	
29	1.0					1.0					

7.2 지진시

구분	고정 하중	활하중		활하중 측압		수평토압	온도 하중		건조 수축	장대 레일	지진하중
				양측재하	편측재하	지하수無					
		전경간	1/2	수평	수평	수평	은도상승	은도하강			
	LC1	LC2	LC3	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13
1	1.0	1.0									1.0

8. INPUT DATA

8.1 상시

```
SYSTEM
  DOF=UX,UZ,RY  LENGTH=m  FORCE=kN  PAGE=SECTIONS

JOINT
  1  X=0  Y=0  Z=0
  2  X=0.9  Y=0  Z=0
  3  X=1.678  Y=0  Z=0
  4  X=2.456  Y=0  Z=0
  5  X=3.234  Y=0  Z=0
  6  X=4.011  Y=0  Z=0
  7  X=4.789  Y=0  Z=0
  8  X=5.567  Y=0  Z=0
  9  X=6.467  Y=0  Z=0
  10  X=0  Y=0  Z=0.85
  11  X=6.467  Y=0  Z=0.85
  12  X=0  Y=0  Z=1.71
  13  X=6.467  Y=0  Z=1.71
  14  X=0  Y=0  Z=2.57
  15  X=6.467  Y=0  Z=2.57
  16  X=0  Y=0  Z=3.43
  17  X=6.467  Y=0  Z=3.43
  18  X=0  Y=0  Z=4.29
  19  X=6.467  Y=0  Z=4.29
  20  X=0  Y=0  Z=5.15
  21  X=6.467  Y=0  Z=5.15
  22  X=0  Y=0  Z=5.95
  23  X=0.8  Y=0  Z=5.95
  24  X=1.611  Y=0  Z=5.95
  25  X=2.422  Y=0  Z=5.95
  26  X=3.234  Y=0  Z=5.95
  27  X=4.045  Y=0  Z=5.95
  28  X=4.856  Y=0  Z=5.95
  29  X=5.667  Y=0  Z=5.95
  30  X=6.467  Y=0  Z=5.95

PATTERN
  NAME=DEFAULT

SPRING
  ADD=1  U1=1E+10  U3=10495
  ADD=2  U3=11740
  ADD=3  U3=10885
  ADD=4  U3=10885
  ADD=5  U3=10885
  ADD=6  U3=10885
  ADD=7  U3=10885
  ADD=8  U3=11740
  ADD=9  U3=10495

MATERIAL
  NAME=STEEL  IDES=S  M=7.8271  W=76.8196
    T=0  E=2E+08  U=.3  A=.0000117  FY=248211.3
  NAME=CONC  IDES=C  M=2.498  W=24.5
    T=0  E=27537000  U=.18  A=.00001

FRAME SECTION
  NAME=TOPSLAB MAT=CONC SH=R T=0.6,1
  NAME=BOTSLAB MAT=CONC SH=R T=0.7,1
  NAME=WALL MAT=CONC SH=R T=0.6,1

FRAME
  1  J=1,2  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180  IOFF=0.125  RIGID=1
  2  J=2,3  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  3  J=3,4  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  4  J=4,5  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  5  J=5,6  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  6  J=6,7  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  7  J=7,8  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  8  J=8,9  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180  JOFF=0.125  RIGID=1
  9  J=1,10  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180  IOFF=0.2  RIGID=1
  10  J=9,11  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0  IOFF=0.2  RIGID=1
  11  J=10,12  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  12  J=11,13  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  13  J=12,14  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  14  J=13,15  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
```

```
  15  J=14,16  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  16  J=15,17  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  17  J=16,18  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  18  J=17,19  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  19  J=18,20  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  20  J=19,21  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  21  J=20,22  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180      JOFF=0.4  RIGID=1
  22  J=21,30  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0      JOFF=0.4  RIGID=1
  23  J=22,23  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0   IOFF=0.4  RIGID=1
  24  J=23,24  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  25  J=24,25  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  26  J=25,26  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  27  J=26,27  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  28  J=27,28  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  29  J=28,29  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  30  J=29,30  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0    JOFF=0.4  RIGID=1

LOAD
  NAME=LC1  SW=1 CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-41.311,-41.311
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-41.311,-41.311
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-41.311,-41.311
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-41.311,-41.311
      ADD=27  RD=0,1  UZ=-41.311,-41.311
      ADD=28  RD=0,1  UZ=-41.311,-41.311
      ADD=29  RD=0,1  UZ=-41.311,-41.311
      ADD=30  RD=0,1  UZ=-41.311,-41.311
      ADD=1  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=2  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=3  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=4  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=5  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=6  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=7  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=8  RD=0,1  UZ=-0,-0
  NAME=LC2  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-43.778,-43.778
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-43.778,-43.778
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-43.778,-43.778
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-43.778,-43.778
      ADD=27  RD=0,1  UZ=-43.778,-43.778
      ADD=28  RD=0,1  UZ=-43.778,-43.778
      ADD=29  RD=0,1  UZ=-43.778,-43.778
      ADD=30  RD=0,1  UZ=-43.778,-43.778
  NAME=LC3  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-43.778,-43.778
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-43.778,-43.778
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-43.778,-43.778
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-43.778,-43.778
  NAME=LC4  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=21  RD=0,1  UX=14.5,14.5
      ADD=19  RD=0,1  UX=14.5,14.5
      ADD=17  RD=0,1  UX=14.5,14.5
      ADD=15  RD=0,1  UX=14.5,14.5
      ADD=13  RD=0,1  UX=14.5,14.5
      ADD=11  RD=0,1  UX=14.5,14.5
      ADD=9  RD=0,1  UX=14.5,14.5
      ADD=22  RD=0,1  UX=-14.5,-14.5
      ADD=20  RD=0,1  UX=-14.5,-14.5
      ADD=18  RD=0,1  UX=-14.5,-14.5
      ADD=16  RD=0,1  UX=-14.5,-14.5
      ADD=14  RD=0,1  UX=-14.5,-14.5
      ADD=12  RD=0,1  UX=-14.5,-14.5
      ADD=10  RD=0,1  UX=-14.5,-14.5
  NAME=LC5  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=21  RD=0,1  UX=14.5,14.5
      ADD=19  RD=0,1  UX=14.5,14.5
      ADD=17  RD=0,1  UX=14.5,14.5
      ADD=15  RD=0,1  UX=14.5,14.5
      ADD=13  RD=0,1  UX=14.5,14.5
      ADD=11  RD=0,1  UX=14.5,14.5
      ADD=9  RD=0,1  UX=14.5,14.5
  NAME=LC6  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=21  RD=0,1  UX=26.97,20.154
```

```
        ADD=19  RD=0,1  UX=34.297,26.97
        ADD=17  RD=0,1  UX=41.624,34.297
        ADD=15  RD=0,1  UX=48.951,41.624
        ADD=13  RD=0,1  UX=56.278,48.951
        ADD=11  RD=0,1  UX=63.605,56.278
        ADD=9  RD=0,1  UX=70.847,63.605
        ADD=22  RD=0,1  UX=-26.97,-20.154
        ADD=20  RD=0,1  UX=-34.297,-26.97
        ADD=18  RD=0,1  UX=-41.624,-34.297
        ADD=16  RD=0,1  UX=-48.951,-41.624
        ADD=14  RD=0,1  UX=-56.278,-48.951
        ADD=12  RD=0,1  UX=-63.605,-56.278
        ADD=10  RD=0,1  UX=-70.847,-63.605
    NAME=LC7  CSYS=0
      TYPE=TEMPERATURE  ELEM=FRAME
        ADD=23  T=0
        ADD=24  T=0
        ADD=25  T=0
        ADD=26  T=0
        ADD=27  T=0
        ADD=28  T=0
        ADD=29  T=0
        ADD=30  T=0
    NAME=LC8  CSYS=0
      TYPE=TEMPERATURE  ELEM=FRAME
        ADD=23  T=-0
        ADD=24  T=-0
        ADD=25  T=-0
        ADD=26  T=-0
        ADD=27  T=-0
        ADD=28  T=-0
        ADD=29  T=-0
        ADD=30  T=-0
    NAME=LC9  CSYS=0
      TYPE=TEMPERATURE  ELEM=FRAME
        ADD=1  T=-15
        ADD=2  T=-15
        ADD=3  T=-15
        ADD=4  T=-15
        ADD=5  T=-15
        ADD=6  T=-15
        ADD=7  T=-15
        ADD=8  T=-15
        ADD=9  T=-15
        ADD=10  T=-15
        ADD=11  T=-15
        ADD=12  T=-15
        ADD=13  T=-15
        ADD=14  T=-15
        ADD=15  T=-15
        ADD=16  T=-15
        ADD=17  T=-15
        ADD=18  T=-15
        ADD=19  T=-15
        ADD=20  T=-15
        ADD=21  T=-15
        ADD=22  T=-15
        ADD=23  T=-15
        ADD=24  T=-15
        ADD=25  T=-15
        ADD=26  T=-15
        ADD=27  T=-15
        ADD=28  T=-15
        ADD=29  T=-15
        ADD=30  T=-15
    NAME=LC10  CSYS=0
      TYPE=DISTRIBUTED SPAN
        ADD=23  RD=0,1  UX=0,0
        ADD=24  RD=0,1  UX=0,0
        ADD=25  RD=0,1  UX=0,0
        ADD=26  RD=0,1  UX=0,0
        ADD=27  RD=0,1  UX=0,0
        ADD=28  RD=0,1  UX=0,0
        ADD=29  RD=0,1  UX=0,0
        ADD=30  RD=0,1  UX=0,0

COMBO
  NAME=COMB1
    LOAD=LC1  SF=1.35
    LOAD=LC2  SF=1.85
```

```
   LOAD=LC4   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
NAME=COMB2
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC2   SF=1.85
   LOAD=LC4   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
NAME=COMB3
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC3   SF=1.85
   LOAD=LC5   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
NAME=COMB4
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC3   SF=1.85
   LOAD=LC5   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
NAME=COMB5
   LOAD=LC1   SF=1.6
   LOAD=LC2   SF=1.6
   LOAD=LC4   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
NAME=COMB6
   LOAD=LC1   SF=1.6
   LOAD=LC2   SF=1.6
   LOAD=LC4   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
NAME=COMB7
   LOAD=LC1   SF=1.6
   LOAD=LC3   SF=1.6
   LOAD=LC5   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
NAME=COMB8
   LOAD=LC1   SF=1.6
   LOAD=LC3   SF=1.6
   LOAD=LC5   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
NAME=COMB9
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC2   SF=1.4
   LOAD=LC4   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
   LOAD=LC7   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
NAME=COMB10
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC2   SF=1.4
   LOAD=LC4   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
   LOAD=LC7   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
NAME=COMB11
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC2   SF=1.4
   LOAD=LC4   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
   LOAD=LC8   SF=1.35
   LOAD=LC9   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
NAME=COMB12
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC2   SF=1.4
   LOAD=LC4   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
   LOAD=LC8   SF=1.35
   LOAD=LC9   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
NAME=COMB13
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC3   SF=1.4
   LOAD=LC5   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
   LOAD=LC7   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
NAME=COMB14
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC3   SF=1.4
   LOAD=LC5   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
   LOAD=LC7   SF=1.35
```

```
   LOAD=LC10   SF=1.4
 NAME=COMB15
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC3   SF=1.4
   LOAD=LC5   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
   LOAD=LC8   SF=1.35
   LOAD=LC9   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
 NAME=COMB16
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC3   SF=1.4
   LOAD=LC5   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
   LOAD=LC8   SF=1.35
   LOAD=LC9   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
 NAME=COMB17
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=1
   LOAD=LC6   SF=1
 NAME=COMB18
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=.5
   LOAD=LC6   SF=.5
 NAME=COMB19
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC3   SF=1
   LOAD=LC5   SF=1
   LOAD=LC6   SF=1
 NAME=COMB20
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC3   SF=1
   LOAD=LC5   SF=.5
   LOAD=LC6   SF=.5
 NAME=COMB21
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=1
   LOAD=LC6   SF=1
   LOAD=LC7   SF=1
   LOAD=LC10   SF=1
 NAME=COMB22
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=.5
   LOAD=LC6   SF=.5
   LOAD=LC7   SF=1
   LOAD=LC10   SF=1
 NAME=COMB23
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=1
   LOAD=LC6   SF=1
   LOAD=LC8   SF=1
   LOAD=LC9   SF=1
   LOAD=LC10   SF=1
 NAME=COMB24
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=.5
   LOAD=LC6   SF=.5
   LOAD=LC8   SF=1
   LOAD=LC9   SF=1
   LOAD=LC10   SF=1
 NAME=COMB25
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC3   SF=1
   LOAD=LC5   SF=1
   LOAD=LC6   SF=1
   LOAD=LC7   SF=1
   LOAD=LC10   SF=1
 NAME=COMB26
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC3   SF=1
   LOAD=LC5   SF=.5
   LOAD=LC6   SF=.5
   LOAD=LC7   SF=1
```

```
    LOAD=LC10   SF=1
  NAME=COMB27
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC3   SF=1
    LOAD=LC5   SF=1
    LOAD=LC6   SF=1
    LOAD=LC8   SF=1
    LOAD=LC9   SF=1
    LOAD=LC10   SF=1
  NAME=COMB28
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC3   SF=1
    LOAD=LC5   SF=.5
    LOAD=LC6   SF=.5
    LOAD=LC8   SF=1
    LOAD=LC9   SF=1
    LOAD=LC10   SF=1
  NAME=COMB29
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC6   SF=1
  NAME=USD   TYPE=ENVE
    COMB=COMB1   SF=1
    COMB=COMB2   SF=1
    COMB=COMB3   SF=1
    COMB=COMB4   SF=1
    COMB=COMB5   SF=1
    COMB=COMB6   SF=1
    COMB=COMB7   SF=1
    COMB=COMB8   SF=1
    COMB=COMB9   SF=1
    COMB=COMB10   SF=1
    COMB=COMB11   SF=1
    COMB=COMB12   SF=1
    COMB=COMB13   SF=1
    COMB=COMB14   SF=1
    COMB=COMB15   SF=1
    COMB=COMB16   SF=1
  NAME=WSD   TYPE=ENVE
    COMB=COMB17   SF=1
    COMB=COMB18   SF=1
    COMB=COMB19   SF=1
    COMB=COMB20   SF=1
    COMB=COMB21   SF=1
    COMB=COMB22   SF=1
    COMB=COMB23   SF=1
    COMB=COMB24   SF=1
    COMB=COMB25   SF=1
    COMB=COMB26   SF=1
    COMB=COMB27   SF=1
    COMB=COMB28   SF=1
    COMB=COMB29   SF=1

OUTPUT
; No Output Requested

END
```

8.2 지진시

```
SYSTEM
  DOF=UX,UZ,RY  LENGTH=m  FORCE=kN  PAGE=SECTIONS

JOINT
  1  X=0  Y=0  Z=0
  2  X=0.9  Y=0  Z=0
  3  X=1.678  Y=0  Z=0
  4  X=2.456  Y=0  Z=0
  5  X=3.234  Y=0  Z=0
  6  X=4.011  Y=0  Z=0
  7  X=4.789  Y=0  Z=0
  8  X=5.567  Y=0  Z=0
  9  X=6.467  Y=0  Z=0
  10  X=0  Y=0  Z=0.85
  11  X=6.467  Y=0  Z=0.85
  12  X=0  Y=0  Z=1.71
  13  X=6.467  Y=0  Z=1.71
  14  X=0  Y=0  Z=2.57
  15  X=6.467  Y=0  Z=2.57
  16  X=0  Y=0  Z=3.43
  17  X=6.467  Y=0  Z=3.43
  18  X=0  Y=0  Z=4.29
  19  X=6.467  Y=0  Z=4.29
  20  X=0  Y=0  Z=5.15
  21  X=6.467  Y=0  Z=5.15
  22  X=0  Y=0  Z=5.95
  23  X=0.8  Y=0  Z=5.95
  24  X=1.611  Y=0  Z=5.95
  25  X=2.422  Y=0  Z=5.95
  26  X=3.234  Y=0  Z=5.95
  27  X=4.045  Y=0  Z=5.95
  28  X=4.856  Y=0  Z=5.95
  29  X=5.667  Y=0  Z=5.95
  30  X=6.467  Y=0  Z=5.95

PATTERN
  NAME=DEFAULT

SPRING
  ADD=1  U1=7862  U3=23584
  ADD=1  U1=24001  U3=8000
  ADD=2  U1=8794  U3=26380
  ADD=3  U1=8153  U3=24459
  ADD=4  U1=8153  U3=24459
  ADD=5  U1=8153  U3=24459
  ADD=6  U1=8153  U3=24459
  ADD=7  U1=8153  U3=24459
  ADD=8  U1=8794  U3=26380
  ADD=9  U1=7862  U3=23584
  ADD=9  U1=24001  U3=8000
  ADD=10  U1=26478  U3=8826
  ADD=11  U1=26478  U3=8826
  ADD=12  U1=26633  U3=8878
  ADD=13  U1=26633  U3=8878
  ADD=14  U1=26633  U3=8878
  ADD=15  U1=26633  U3=8878
  ADD=16  U1=26633  U3=8878
  ADD=17  U1=26633  U3=8878
  ADD=18  U1=26633  U3=8878
  ADD=19  U1=26633  U3=8878
  ADD=20  U1=25704  U3=8568
  ADD=21  U1=25704  U3=8568
  ADD=22  U1=21678  U3=7226
  ADD=30  U1=21678  U3=7226
  ADD=22  U1=7337  U3=22012
  ADD=30  U1=7337  U3=22012
  ADD=23  U1=8444  U3=25332
  ADD=24  U1=8503  U3=25507
  ADD=25  U1=8503  U3=25507
  ADD=26  U1=8503  U3=25507
  ADD=27  U1=8503  U3=25507
  ADD=28  U1=8503  U3=25507
  ADD=29  U1=8444  U3=25332

MATERIAL
  NAME=STEEL  IDES=S  M=7.8271  W=76.8196
```

```
    T=0  E=2E+08  U=.3  A=.0000117  FY=248211.3
  NAME=CONC  IDES=C  M=2.498  W=24.5
    T=0  E=27537000  U=.18  A=.00001

FRAME SECTION
  NAME=TOPSLAB MAT=CONC SH=R T=0.6,1
  NAME=BOTSLAB MAT=CONC SH=R T=0.7,1
  NAME=WALL MAT=CONC SH=R T=0.6,1

FRAME
  1  J=1,2  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180   IOFF=0.125  RIGID=1
  2  J=2,3  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  3  J=3,4  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  4  J=4,5  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  5  J=5,6  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  6  J=6,7  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  7  J=7,8  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  8  J=8,9  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180    JOFF=0.125  RIGID=1
  9  J=1,10  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180      IOFF=0.2  RIGID=1
  10  J=9,11  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0      IOFF=0.2  RIGID=1
  11  J=10,12  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  12  J=11,13  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  13  J=12,14  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  14  J=13,15  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  15  J=14,16  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  16  J=15,17  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  17  J=16,18  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  18  J=17,19  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  19  J=18,20  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  20  J=19,21  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  21  J=20,22  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180      JOFF=0.4  RIGID=1
  22  J=21,30  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0      JOFF=0.4  RIGID=1
  23  J=22,23  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0   IOFF=0.4  RIGID=1
  24  J=23,24  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  25  J=24,25  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  26  J=25,26  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  27  J=26,27  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  28  J=27,28  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  29  J=28,29  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  30  J=29,30  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0    JOFF=0.4  RIGID=1

LOAD
  NAME=LC1  SW=1 CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-41.311,-41.311
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-41.311,-41.311
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-41.311,-41.311
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-41.311,-41.311
      ADD=27  RD=0,1  UZ=-41.311,-41.311
      ADD=28  RD=0,1  UZ=-41.311,-41.311
      ADD=29  RD=0,1  UZ=-41.311,-41.311
      ADD=30  RD=0,1  UZ=-41.311,-41.311
      ADD=1  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=2  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=3  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=4  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=5  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=6  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=7  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=8  RD=0,1  UZ=-0,-0
  NAME=LC2  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-43.778,-43.778
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-43.778,-43.778
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-43.778,-43.778
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-43.778,-43.778
      ADD=27  RD=0,1  UZ=-43.778,-43.778
      ADD=28  RD=0,1  UZ=-43.778,-43.778
      ADD=29  RD=0,1  UZ=-43.778,-43.778
      ADD=30  RD=0,1  UZ=-43.778,-43.778
  NAME=TOPSOIL  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UX=52.609,52.609
      ADD=24  RD=0,1  UX=52.609,52.609
      ADD=25  RD=0,1  UX=52.609,52.609
      ADD=26  RD=0,1  UX=52.609,52.609
      ADD=27  RD=0,1  UX=52.609,52.609
      ADD=28  RD=0,1  UX=52.609,52.609
      ADD=29  RD=0,1  UX=52.609,52.609
      ADD=30  RD=0,1  UX=52.609,52.609
```

```
 NAME=WALLSOIL  CSYS=0
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
     ADD=21  RD=0,1  UX=145.926,155.433
     ADD=19  RD=0,1  UX=131.432,145.926
     ADD=17  RD=0,1  UX=112.665,131.432
     ADD=15  RD=0,1  UX=89.841,112.665
     ADD=13  RD=0,1  UX=63.208,89.841
     ADD=11  RD=0,1  UX=33.013,63.208
     ADD=9  RD=0,1  UX=0,33.013
     ADD=22  RD=0,1  UX=145.926,155.433
     ADD=20  RD=0,1  UX=131.432,145.926
     ADD=18  RD=0,1  UX=112.665,131.432
     ADD=16  RD=0,1  UX=89.841,112.665
     ADD=14  RD=0,1  UX=63.208,89.841
     ADD=12  RD=0,1  UX=33.013,63.208
     ADD=10  RD=0,1  UX=0,33.013
 NAME=SHEAR CSYS=0
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
     ADD=23  RD=0,1  UX=16.625,16.625
     ADD=24  RD=0,1  UX=16.625,16.625
     ADD=25  RD=0,1  UX=16.625,16.625
     ADD=26  RD=0,1  UX=16.625,16.625
     ADD=27  RD=0,1  UX=16.625,16.625
     ADD=28  RD=0,1  UX=16.625,16.625
     ADD=29  RD=0,1  UX=16.625,16.625
     ADD=30  RD=0,1  UX=16.625,16.625
     ADD=1  RD=0,1  UX=-73.637,-73.637
     ADD=2  RD=0,1  UX=-73.637,-73.637
     ADD=3  RD=0,1  UX=-73.637,-73.637
     ADD=4  RD=0,1  UX=-73.637,-73.637
     ADD=5  RD=0,1  UX=-73.637,-73.637
     ADD=6  RD=0,1  UX=-73.637,-73.637
     ADD=7  RD=0,1  UX=-73.637,-73.637
     ADD=8  RD=0,1  UX=-73.637,-73.637
     ADD=21  RD=0,1  UZ=-45.131,-45.131
     ADD=19  RD=0,1  UZ=-45.131,-45.131
     ADD=17  RD=0,1  UZ=-45.131,-45.131
     ADD=15  RD=0,1  UZ=-45.131,-45.131
     ADD=13  RD=0,1  UZ=-45.131,-45.131
     ADD=11  RD=0,1  UZ=-45.131,-45.131
     ADD=9  RD=0,1  UZ=-45.131,-45.131
     ADD=22  RD=0,1  UZ=45.131,45.131
     ADD=20  RD=0,1  UZ=45.131,45.131
     ADD=18  RD=0,1  UZ=45.131,45.131
     ADD=16  RD=0,1  UZ=45.131,45.131
     ADD=14  RD=0,1  UZ=45.131,45.131
     ADD=12  RD=0,1  UZ=45.131,45.131
     ADD=10  RD=0,1  UZ=45.131,45.131
 NAME=INERTIAF  CSYS=0
   TYPE=DISTRIBUTED SPAN
     ADD=1  RD=0,1  UX=3.327,3.327
     ADD=2  RD=0,1  UX=3.327,3.327
     ADD=3  RD=0,1  UX=3.327,3.327
     ADD=4  RD=0,1  UX=3.327,3.327
     ADD=5  RD=0,1  UX=3.327,3.327
     ADD=6  RD=0,1  UX=3.327,3.327
     ADD=7  RD=0,1  UX=3.327,3.327
     ADD=8  RD=0,1  UX=3.327,3.327
     ADD=9  RD=0,1  UX=2.617,2.617
     ADD=10  RD=0,1  UX=2.617,2.617
     ADD=11  RD=0,1  UX=2.617,2.617
     ADD=12  RD=0,1  UX=2.617,2.617
     ADD=13  RD=0,1  UX=2.617,2.617
     ADD=14  RD=0,1  UX=2.617,2.617
     ADD=15  RD=0,1  UX=2.617,2.617
     ADD=16  RD=0,1  UX=2.617,2.617
     ADD=17  RD=0,1  UX=2.617,2.617
     ADD=18  RD=0,1  UX=2.617,2.617
     ADD=19  RD=0,1  UX=2.617,2.617
     ADD=20  RD=0,1  UX=2.617,2.617
     ADD=21  RD=0,1  UX=2.617,2.617
     ADD=22  RD=0,1  UX=2.617,2.617
     ADD=23  RD=0,1  UX=2.381,2.381
     ADD=24  RD=0,1  UX=2.381,2.381
     ADD=25  RD=0,1  UX=2.381,2.381
     ADD=26  RD=0,1  UX=2.381,2.381
     ADD=27  RD=0,1  UX=2.381,2.381
     ADD=28  RD=0,1  UX=2.381,2.381
     ADD=29  RD=0,1  UX=2.381,2.381
     ADD=30  RD=0,1  UX=2.381,2.381
```

```
COMBO
  NAME=COMB1
    LOAD=LC1  SF=1
    LOAD=LC2  SF=0.5
    LOAD=TOPSOIL  SF=1
    LOAD=WALLSOIL  SF=1
    LOAD=SHEAR  SF=1
    LOAD=INERTIAF  SF=1

OUTPUT
; No Output Requested

END
```

9. OUPUT DATA

9.1 상시

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1	USD_MAX	0.125	-74.813	-368.367	0.000	0.000	0.000	-221.111
1	USD_MAX	0.319	-74.813	-372.853	0.000	0.000	0.000	-140.521
1	USD_MAX	0.513	-74.813	-377.339	0.000	0.000	0.000	-54.544
1	USD_MAX	0.706	-74.813	-381.824	0.000	0.000	0.000	39.266
1	USD_MAX	0.900	-74.813	-386.310	0.000	0.000	0.000	136.542
1	USD_MIN	0.125	-319.949	-488.261	0.000	0.000	0.000	-455.852
1	USD_MIN	0.319	-319.949	-493.578	0.000	0.000	0.000	-369.625
1	USD_MIN	0.513	-319.949	-498.894	0.000	0.000	0.000	-284.200
1	USD_MIN	0.706	-319.949	-504.211	0.000	0.000	0.000	-208.468
1	USD_MIN	0.900	-319.949	-509.527	0.000	0.000	0.000	-131.867
2	USD_MAX	0.000	-74.813	-243.690	0.000	0.000	0.000	136.542
2	USD_MAX	0.195	-74.813	-248.193	0.000	0.000	0.000	199.667
2	USD_MAX	0.389	-74.813	-252.696	0.000	0.000	0.000	263.830
2	USD_MAX	0.584	-74.813	-257.199	0.000	0.000	0.000	329.031
2	USD_MAX	0.778	-74.813	-261.703	0.000	0.000	0.000	395.270
2	USD_MIN	0.000	-319.949	-327.734	0.000	0.000	0.000	-131.867
2	USD_MIN	0.195	-319.949	-333.071	0.000	0.000	0.000	-78.421
2	USD_MIN	0.389	-319.949	-338.408	0.000	0.000	0.000	-24.098
2	USD_MIN	0.584	-319.949	-343.745	0.000	0.000	0.000	31.100
2	USD_MIN	0.778	-319.949	-349.083	0.000	0.000	0.000	87.175
3	USD_MAX	0.000	-74.813	-139.789	0.000	0.000	0.000	395.270
3	USD_MAX	0.195	-74.813	-144.292	0.000	0.000	0.000	431.598
3	USD_MAX	0.389	-74.813	-148.795	0.000	0.000	0.000	468.963
3	USD_MAX	0.584	-74.813	-153.298	0.000	0.000	0.000	507.367
3	USD_MAX	0.778	-74.813	-157.802	0.000	0.000	0.000	546.809
3	USD_MIN	0.000	-319.949	-198.125	0.000	0.000	0.000	87.175
3	USD_MIN	0.195	-319.949	-203.462	0.000	0.000	0.000	122.092
3	USD_MIN	0.389	-319.949	-208.799	0.000	0.000	0.000	157.886
3	USD_MIN	0.584	-319.949	-214.136	0.000	0.000	0.000	194.555
3	USD_MIN	0.778	-319.949	-219.473	0.000	0.000	0.000	232.100
4	USD_MAX	0.000	-74.813	-42.379	0.000	0.000	0.000	546.809
4	USD_MAX	0.195	-74.813	-46.883	0.000	0.000	0.000	557.718
4	USD_MAX	0.389	-74.813	-51.386	0.000	0.000	0.000	569.664
4	USD_MAX	0.584	-74.813	-55.889	0.000	0.000	0.000	582.649
4	USD_MAX	0.778	-74.813	-60.392	0.000	0.000	0.000	596.672
4	USD_MIN	0.000	-319.949	-87.933	0.000	0.000	0.000	232.100
4	USD_MIN	0.195	-319.949	-93.271	0.000	0.000	0.000	248.866
4	USD_MIN	0.389	-319.949	-98.608	0.000	0.000	0.000	266.508
4	USD_MIN	0.584	-319.949	-103.945	0.000	0.000	0.000	285.026
4	USD_MIN	0.778	-319.949	-109.282	0.000	0.000	0.000	304.420
5	USD_MAX	0.000	-74.813	76.410	0.000	0.000	0.000	596.672
5	USD_MAX	0.194	-74.813	71.079	0.000	0.000	0.000	582.666
5	USD_MAX	0.389	-74.813	65.749	0.000	0.000	0.000	569.695
5	USD_MAX	0.583	-74.813	60.419	0.000	0.000	0.000	557.759
5	USD_MAX	0.777	-74.813	55.089	0.000	0.000	0.000	546.858
5	USD_MIN	0.000	-319.949	9.379	0.000	0.000	0.000	304.420
5	USD_MIN	0.194	-319.949	4.882	0.000	0.000	0.000	303.035
5	USD_MIN	0.389	-319.949	0.384	0.000	0.000	0.000	302.523
5	USD_MIN	0.583	-319.949	-4.113	0.000	0.000	0.000	302.885
5	USD_MIN	0.777	-319.949	-8.610	0.000	0.000	0.000	304.121
6	USD_MAX	0.000	-74.813	209.934	0.000	0.000	0.000	546.858
6	USD_MAX	0.195	-74.813	204.597	0.000	0.000	0.000	507.411
6	USD_MAX	0.389	-74.813	199.259	0.000	0.000	0.000	469.001
6	USD_MAX	0.584	-74.813	193.922	0.000	0.000	0.000	431.630
6	USD_MAX	0.778	-74.813	188.585	0.000	0.000	0.000	395.296

6	USD_MIN	0.000	-319.949	105.285	0.000	0.000	0.000	304.121
6	USD_MIN	0.195	-319.949	100.782	0.000	0.000	0.000	284.081
6	USD_MIN	0.389	-319.949	96.279	0.000	0.000	0.000	264.917
6	USD_MIN	0.584	-319.949	91.776	0.000	0.000	0.000	243.896
6	USD_MIN	0.778	-319.949	87.273	0.000	0.000	0.000	211.887
7	USD_MAX	0.000	-74.813	349.106	0.000	0.000	0.000	395.296
7	USD_MAX	0.195	-74.813	343.769	0.000	0.000	0.000	329.053
7	USD_MAX	0.389	-74.813	338.432	0.000	0.000	0.000	263.847
7	USD_MAX	0.584	-74.813	333.095	0.000	0.000	0.000	199.680
7	USD_MAX	0.778	-74.813	327.757	0.000	0.000	0.000	136.550
7	USD_MIN	0.000	-319.949	206.275	0.000	0.000	0.000	211.887
7	USD_MIN	0.195	-319.949	201.772	0.000	0.000	0.000	154.053
7	USD_MIN	0.389	-319.949	197.269	0.000	0.000	0.000	97.094
7	USD_MIN	0.584	-319.949	192.766	0.000	0.000	0.000	41.011
7	USD_MIN	0.778	-319.949	188.263	0.000	0.000	0.000	-14.196
8	USD_MAX	0.000	-74.813	509.540	0.000	0.000	0.000	136.550
8	USD_MAX	0.194	-74.813	504.224	0.000	0.000	0.000	56.821
8	USD_MAX	0.388	-74.813	498.907	0.000	0.000	0.000	-16.135
8	USD_MAX	0.581	-74.813	493.591	0.000	0.000	0.000	-77.883
8	USD_MAX	0.775	-74.813	488.274	0.000	0.000	0.000	-138.194
8	USD_MIN	0.000	-319.949	324.197	0.000	0.000	0.000	-14.196
8	USD_MIN	0.194	-319.949	319.711	0.000	0.000	0.000	-98.325
8	USD_MIN	0.388	-319.949	315.225	0.000	0.000	0.000	-181.585
8	USD_MIN	0.581	-319.949	310.740	0.000	0.000	0.000	-275.651
8	USD_MIN	0.775	-319.949	306.254	0.000	0.000	0.000	-370.769
9	USD_MAX	0.200	-486.075	-95.452	0.000	0.000	0.000	-251.726
9	USD_MAX	0.525	-479.625	-79.412	0.000	0.000	0.000	-222.000
9	USD_MAX	0.850	-473.175	-63.911	0.000	0.000	0.000	-173.609
9	USD_MIN	0.200	-651.508	-332.868	0.000	0.000	0.000	-441.989
9	USD_MIN	0.525	-643.864	-290.093	0.000	0.000	0.000	-341.321
9	USD_MIN	0.850	-636.220	-248.759	0.000	0.000	0.000	-254.320
10	USD_MAX	0.200	-414.611	-66.414	0.000	0.000	0.000	-162.117
10	USD_MAX	0.525	-408.162	-53.201	0.000	0.000	0.000	-105.473
10	USD_MAX	0.850	-401.712	-40.528	0.000	0.000	0.000	-57.628
10	USD_MIN	0.200	-651.509	-292.911	0.000	0.000	0.000	-370.816
10	USD_MIN	0.525	-643.865	-250.136	0.000	0.000	0.000	-283.428
10	USD_MIN	0.850	-636.221	-208.802	0.000	0.000	0.000	-233.498
11	USD_MAX	0.000	-473.175	-63.911	0.000	0.000	0.000	-173.609
11	USD_MAX	0.430	-464.642	-44.233	0.000	0.000	0.000	-95.197
11	USD_MAX	0.860	-456.109	-25.499	0.000	0.000	0.000	-38.807
11	USD_MIN	0.000	-636.220	-248.759	0.000	0.000	0.000	-254.320
11	USD_MIN	0.430	-626.106	-196.283	0.000	0.000	0.000	-209.607
11	USD_MIN	0.860	-615.993	-146.327	0.000	0.000	0.000	-193.977
12	USD_MAX	0.000	-401.712	-40.528	0.000	0.000	0.000	-57.628
12	USD_MAX	0.430	-393.179	-24.590	0.000	0.000	0.000	-10.767
12	USD_MAX	0.860	-384.645	-9.598	0.000	0.000	0.000	18.360
12	USD_MIN	0.000	-636.221	-208.802	0.000	0.000	0.000	-233.498
12	USD_MIN	0.430	-626.107	-156.326	0.000	0.000	0.000	-209.610
12	USD_MIN	0.860	-615.994	-106.370	0.000	0.000	0.000	-193.980
13	USD_MAX	0.000	-456.109	-25.499	0.000	0.000	0.000	-38.807
13	USD_MAX	0.430	-447.575	-7.711	0.000	0.000	0.000	-0.551
13	USD_MAX	0.860	-439.042	9.132	0.000	0.000	0.000	32.225
13	USD_MIN	0.000	-615.993	-146.327	0.000	0.000	0.000	-193.977
13	USD_MIN	0.430	-605.879	-98.892	0.000	0.000	0.000	-186.200
13	USD_MIN	0.860	-595.766	-53.977	0.000	0.000	0.000	-185.868
14	USD_MAX	0.000	-384.645	-9.598	0.000	0.000	0.000	18.360
14	USD_MAX	0.430	-376.112	4.449	0.000	0.000	0.000	30.839
14	USD_MAX	0.860	-367.579	26.479	0.000	0.000	0.000	27.752
14	USD_MIN	0.000	-615.994	-106.370	0.000	0.000	0.000	-193.980
14	USD_MIN	0.430	-605.880	-58.935	0.000	0.000	0.000	-186.202
14	USD_MIN	0.860	-595.766	-14.020	0.000	0.000	0.000	-185.870

15	USD_MAX	0.000	-439.042	9.132	0.000	0.000	0.000	32.225
15	USD_MAX	0.430	-430.509	32.453	0.000	0.000	0.000	46.230
15	USD_MAX	0.860	-421.975	72.326	0.000	0.000	0.000	42.548
15	USD_MIN	0.000	-595.766	-53.977	0.000	0.000	0.000	-185.868
15	USD_MIN	0.430	-585.652	-11.583	0.000	0.000	0.000	-192.575
15	USD_MIN	0.860	-575.538	16.955	0.000	0.000	0.000	-205.915
16	USD_MAX	0.000	-367.579	26.479	0.000	0.000	0.000	27.752
16	USD_MAX	0.430	-359.045	58.897	0.000	0.000	0.000	10.183
16	USD_MAX	0.860	-350.512	88.794	0.000	0.000	0.000	-11.804
16	USD_MIN	0.000	-595.766	-14.020	0.000	0.000	0.000	-185.870
16	USD_MIN	0.430	-585.653	20.951	0.000	0.000	0.000	-192.577
16	USD_MIN	0.860	-575.539	35.903	0.000	0.000	0.000	-205.917
17	USD_MAX	0.000	-421.975	72.326	0.000	0.000	0.000	42.548
17	USD_MAX	0.430	-413.442	109.679	0.000	0.000	0.000	22.262
17	USD_MAX	0.860	-404.909	144.512	0.000	0.000	0.000	-13.544
17	USD_MIN	0.000	-575.538	16.955	0.000	0.000	0.000	-205.915
17	USD_MIN	0.430	-565.425	30.963	0.000	0.000	0.000	-225.481
17	USD_MIN	0.860	-555.311	44.025	0.000	0.000	0.000	-250.868
18	USD_MAX	0.000	-350.512	88.794	0.000	0.000	0.000	-11.804
18	USD_MAX	0.430	-341.979	116.172	0.000	0.000	0.000	-49.272
18	USD_MAX	0.860	-333.445	144.512	0.000	0.000	0.000	-102.259
18	USD_MIN	0.000	-575.539	35.903	0.000	0.000	0.000	-205.917
18	USD_MIN	0.430	-565.426	49.146	0.000	0.000	0.000	-225.484
18	USD_MIN	0.860	-555.312	58.467	0.000	0.000	0.000	-250.870
19	USD_MAX	0.000	-404.909	144.512	0.000	0.000	0.000	-13.544
19	USD_MAX	0.430	-396.375	176.824	0.000	0.000	0.000	-63.786
19	USD_MAX	0.860	-387.842	206.615	0.000	0.000	0.000	-127.380
19	USD_MIN	0.000	-555.311	44.025	0.000	0.000	0.000	-250.868
19	USD_MIN	0.430	-545.198	56.142	0.000	0.000	0.000	-281.668
19	USD_MIN	0.860	-535.084	67.314	0.000	0.000	0.000	-317.475
20	USD_MAX	0.000	-333.445	144.512	0.000	0.000	0.000	-102.259
20	USD_MAX	0.430	-324.912	176.824	0.000	0.000	0.000	-169.683
20	USD_MAX	0.860	-316.379	206.615	0.000	0.000	0.000	-228.187
20	USD_MIN	0.000	-555.312	58.467	0.000	0.000	0.000	-250.870
20	USD_MIN	0.430	-545.198	66.843	0.000	0.000	0.000	-281.670
20	USD_MIN	0.860	-535.085	74.274	0.000	0.000	0.000	-317.477
21	USD_MAX	0.000	-387.842	206.615	0.000	0.000	0.000	-127.380
21	USD_MAX	0.200	-383.873	219.613	0.000	0.000	0.000	-161.205
21	USD_MAX	0.400	-379.904	232.066	0.000	0.000	0.000	-197.575
21	USD_MIN	0.000	-535.084	67.314	0.000	0.000	0.000	-317.475
21	USD_MIN	0.200	-530.380	72.188	0.000	0.000	0.000	-339.699
21	USD_MIN	0.400	-525.676	76.857	0.000	0.000	0.000	-384.564
22	USD_MAX	0.000	-316.379	206.615	0.000	0.000	0.000	-228.187
22	USD_MAX	0.200	-312.410	219.613	0.000	0.000	0.000	-243.359
22	USD_MAX	0.400	-308.441	232.066	0.000	0.000	0.000	-259.137
22	USD_MIN	0.000	-535.085	74.274	0.000	0.000	0.000	-317.477
22	USD_MIN	0.200	-530.381	77.408	0.000	0.000	0.000	-339.702
22	USD_MIN	0.400	-525.677	80.337	0.000	0.000	0.000	-384.567
23	USD_MAX	0.400	-85.583	-317.204	0.000	0.000	0.000	-106.957
23	USD_MAX	0.500	-85.583	-303.514	0.000	0.000	0.000	-74.446
23	USD_MAX	0.600	-85.583	-289.824	0.000	0.000	0.000	-42.403
23	USD_MAX	0.700	-85.583	-276.133	0.000	0.000	0.000	-9.056
23	USD_MAX	0.800	-85.583	-262.443	0.000	0.000	0.000	22.725
23	USD_MIN	0.400	-255.335	-452.403	0.000	0.000	0.000	-287.758
23	USD_MIN	0.500	-255.335	-436.437	0.000	0.000	0.000	-243.316
23	USD_MIN	0.600	-255.335	-420.471	0.000	0.000	0.000	-201.275
23	USD_MIN	0.700	-255.335	-404.504	0.000	0.000	0.000	-160.816
23	USD_MIN	0.800	-255.335	-388.538	0.000	0.000	0.000	-122.221
24	USD_MAX	0.000	-85.583	-262.443	0.000	0.000	0.000	22.725
24	USD_MAX	0.203	-85.583	-234.685	0.000	0.000	0.000	83.661
24	USD_MAX	0.406	-85.583	-206.928	0.000	0.000	0.000	139.879

24	USD_MAX	0.608	-85.583	-179.171	0.000	0.000	0.000	189.534
24	USD_MAX	0.811	-85.583	-151.414	0.000	0.000	0.000	232.625
24	USD_MIN	0.000	-255.335	-388.538	0.000	0.000	0.000	-122.221
24	USD_MIN	0.203	-255.335	-356.167	0.000	0.000	0.000	-57.488
24	USD_MIN	0.406	-255.335	-323.795	0.000	0.000	0.000	1.618
24	USD_MIN	0.608	-255.335	-291.423	0.000	0.000	0.000	55.096
24	USD_MIN	0.811	-255.335	-259.052	0.000	0.000	0.000	102.946
25	USD_MAX	0.000	-85.583	-151.414	0.000	0.000	0.000	232.625
25	USD_MAX	0.203	-85.583	-123.656	0.000	0.000	0.000	277.737
25	USD_MAX	0.406	-85.583	-95.899	0.000	0.000	0.000	320.415
25	USD_MAX	0.608	-85.583	-68.142	0.000	0.000	0.000	356.529
25	USD_MAX	0.811	-85.583	-40.384	0.000	0.000	0.000	386.080
25	USD_MIN	0.000	-255.335	-259.052	0.000	0.000	0.000	102.946
25	USD_MIN	0.203	-255.335	-226.680	0.000	0.000	0.000	145.168
25	USD_MIN	0.406	-255.335	-194.309	0.000	0.000	0.000	181.763
25	USD_MIN	0.608	-255.335	-161.937	0.000	0.000	0.000	210.841
25	USD_MIN	0.811	-255.335	-129.566	0.000	0.000	0.000	221.843
26	USD_MAX	0.000	-85.583	-40.384	0.000	0.000	0.000	386.080
26	USD_MAX	0.203	-85.583	-9.433	0.000	0.000	0.000	409.093
26	USD_MAX	0.406	-85.583	22.358	0.000	0.000	0.000	425.525
26	USD_MAX	0.609	-85.583	54.149	0.000	0.000	0.000	435.378
26	USD_MAX	0.812	-85.583	85.939	0.000	0.000	0.000	438.652
26	USD_MIN	0.000	-255.335	-129.566	0.000	0.000	0.000	221.843
26	USD_MIN	0.203	-255.335	-97.154	0.000	0.000	0.000	227.220
26	USD_MIN	0.406	-255.335	-64.743	0.000	0.000	0.000	226.956
26	USD_MIN	0.609	-255.335	-32.331	0.000	0.000	0.000	221.050
26	USD_MIN	0.812	-255.335	0.069	0.000	0.000	0.000	209.502
27	USD_MAX	0.000	-85.583	85.939	0.000	0.000	0.000	438.652
27	USD_MAX	0.203	-85.583	101.270	0.000	0.000	0.000	435.354
27	USD_MAX	0.406	-85.583	116.601	0.000	0.000	0.000	425.492
27	USD_MAX	0.608	-85.583	132.035	0.000	0.000	0.000	409.068
27	USD_MAX	0.811	-85.583	150.205	0.000	0.000	0.000	386.080
27	USD_MIN	0.000	-255.335	0.069	0.000	0.000	0.000	209.502
27	USD_MIN	0.203	-255.335	27.826	0.000	0.000	0.000	193.597
27	USD_MIN	0.406	-255.335	55.583	0.000	0.000	0.000	174.583
27	USD_MIN	0.608	-255.335	83.341	0.000	0.000	0.000	152.461
27	USD_MIN	0.811	-255.335	111.098	0.000	0.000	0.000	127.231
28	USD_MAX	0.000	-85.583	150.205	0.000	0.000	0.000	386.080
28	USD_MAX	0.203	-85.583	168.375	0.000	0.000	0.000	356.528
28	USD_MAX	0.406	-85.583	194.310	0.000	0.000	0.000	320.414
28	USD_MAX	0.608	-85.583	226.681	0.000	0.000	0.000	277.736
28	USD_MAX	0.811	-85.583	259.053	0.000	0.000	0.000	228.495
28	USD_MIN	0.000	-255.335	111.098	0.000	0.000	0.000	127.231
28	USD_MIN	0.203	-255.335	132.694	0.000	0.000	0.000	98.893
28	USD_MIN	0.406	-255.335	148.025	0.000	0.000	0.000	67.446
28	USD_MIN	0.608	-255.335	163.356	0.000	0.000	0.000	32.890
28	USD_MIN	0.811	-255.335	178.687	0.000	0.000	0.000	-4.773
29	USD_MAX	0.000	-85.583	259.053	0.000	0.000	0.000	228.495
29	USD_MAX	0.203	-85.583	291.424	0.000	0.000	0.000	172.690
29	USD_MAX	0.406	-85.583	323.796	0.000	0.000	0.000	110.322
29	USD_MAX	0.608	-85.583	356.167	0.000	0.000	0.000	41.391
29	USD_MAX	0.811	-85.583	388.539	0.000	0.000	0.000	-34.104
29	USD_MIN	0.000	-255.335	178.687	0.000	0.000	0.000	-4.773
29	USD_MIN	0.203	-255.335	194.018	0.000	0.000	0.000	-45.545
29	USD_MIN	0.406	-255.335	209.349	0.000	0.000	0.000	-90.840
29	USD_MIN	0.608	-255.335	224.680	0.000	0.000	0.000	-140.902
29	USD_MIN	0.811	-255.335	240.011	0.000	0.000	0.000	-194.072
30	USD_MAX	0.000	-85.583	388.539	0.000	0.000	0.000	-34.104
30	USD_MAX	0.100	-85.583	404.505	0.000	0.000	0.000	-70.755
30	USD_MAX	0.200	-85.583	420.471	0.000	0.000	0.000	-106.124
30	USD_MAX	0.300	-85.583	436.438	0.000	0.000	0.000	-142.862

30	USD_MAX	0.400	-85.583	452.404	0.000	0.000	0.000	-178.196
30	USD_MIN	0.000	-255.335	240.011	0.000	0.000	0.000	-194.072
30	USD_MIN	0.100	-255.335	247.572	0.000	0.000	0.000	-221.441
30	USD_MIN	0.200	-255.335	255.134	0.000	0.000	0.000	-249.566
30	USD_MIN	0.300	-255.335	262.695	0.000	0.000	0.000	-280.055
30	USD_MIN	0.400	-255.335	270.257	0.000	0.000	0.000	-312.748

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1	WSD_MAX	0.125	-65.153	-197.354	0.000	0.000	0.000	-169.537
1	WSD_MAX	0.319	-65.153	-200.676	0.000	0.000	0.000	-110.554
1	WSD_MAX	0.513	-65.153	-203.999	0.000	0.000	0.000	-50.928
1	WSD_MAX	0.706	-65.153	-207.322	0.000	0.000	0.000	9.341
1	WSD_MAX	0.900	-65.153	-210.645	0.000	0.000	0.000	70.255
1	WSD_MIN	0.125	-198.394	-305.163	0.000	0.000	0.000	-284.907
1	WSD_MIN	0.319	-198.394	-308.486	0.000	0.000	0.000	-231.016
1	WSD_MIN	0.513	-198.394	-311.809	0.000	0.000	0.000	-176.481
1	WSD_MIN	0.706	-198.394	-315.132	0.000	0.000	0.000	-121.301
1	WSD_MIN	0.900	-198.394	-318.454	0.000	0.000	0.000	-65.478
2	WSD_MAX	0.000	-65.153	-131.885	0.000	0.000	0.000	70.255
2	WSD_MAX	0.195	-65.153	-135.221	0.000	0.000	0.000	109.851
2	WSD_MAX	0.389	-65.153	-138.557	0.000	0.000	0.000	150.095
2	WSD_MAX	0.584	-65.153	-141.892	0.000	0.000	0.000	190.988
2	WSD_MAX	0.778	-65.153	-145.228	0.000	0.000	0.000	232.530
2	WSD_MIN	0.000	-198.394	-204.834	0.000	0.000	0.000	-65.478
2	WSD_MIN	0.195	-198.394	-208.170	0.000	0.000	0.000	-27.207
2	WSD_MIN	0.389	-198.394	-211.505	0.000	0.000	0.000	11.713
2	WSD_MIN	0.584	-198.394	-214.841	0.000	0.000	0.000	51.281
2	WSD_MIN	0.778	-198.394	-218.177	0.000	0.000	0.000	91.499
3	WSD_MAX	0.000	-65.153	-75.069	0.000	0.000	0.000	232.530
3	WSD_MAX	0.195	-65.153	-78.405	0.000	0.000	0.000	255.343
3	WSD_MAX	0.389	-65.153	-81.740	0.000	0.000	0.000	278.804
3	WSD_MAX	0.584	-65.153	-85.076	0.000	0.000	0.000	302.915
3	WSD_MAX	0.778	-65.153	-88.412	0.000	0.000	0.000	327.674
3	WSD_MIN	0.000	-198.394	-123.828	0.000	0.000	0.000	91.499
3	WSD_MIN	0.195	-198.394	-127.164	0.000	0.000	0.000	109.295
3	WSD_MIN	0.389	-198.394	-130.499	0.000	0.000	0.000	124.869
3	WSD_MIN	0.584	-198.394	-133.835	0.000	0.000	0.000	141.092
3	WSD_MIN	0.778	-198.394	-137.171	0.000	0.000	0.000	157.964
4	WSD_MAX	0.000	-65.153	-20.326	0.000	0.000	0.000	327.674
4	WSD_MAX	0.195	-65.153	-23.662	0.000	0.000	0.000	334.532
4	WSD_MAX	0.389	-65.153	-26.998	0.000	0.000	0.000	342.038
4	WSD_MAX	0.584	-65.153	-30.333	0.000	0.000	0.000	350.194
4	WSD_MAX	0.778	-65.153	-33.669	0.000	0.000	0.000	358.998
4	WSD_MIN	0.000	-198.394	-54.958	0.000	0.000	0.000	157.964
4	WSD_MIN	0.195	-198.394	-58.294	0.000	0.000	0.000	162.242
4	WSD_MIN	0.389	-198.394	-61.630	0.000	0.000	0.000	167.169
4	WSD_MIN	0.584	-198.394	-64.965	0.000	0.000	0.000	172.744
4	WSD_MIN	0.778	-198.394	-68.301	0.000	0.000	0.000	178.968
5	WSD_MAX	0.000	-65.153	47.756	0.000	0.000	0.000	358.998
5	WSD_MAX	0.194	-65.153	44.425	0.000	0.000	0.000	350.204
5	WSD_MAX	0.389	-65.153	41.093	0.000	0.000	0.000	342.057
5	WSD_MAX	0.583	-65.153	37.762	0.000	0.000	0.000	334.558
5	WSD_MAX	0.777	-65.153	34.431	0.000	0.000	0.000	327.705
5	WSD_MIN	0.000	-198.394	13.129	0.000	0.000	0.000	178.968
5	WSD_MIN	0.194	-198.394	9.797	0.000	0.000	0.000	172.752
5	WSD_MIN	0.389	-198.394	6.466	0.000	0.000	0.000	167.183
5	WSD_MIN	0.583	-198.394	3.135	0.000	0.000	0.000	162.261
5	WSD_MIN	0.777	-198.394	-0.197	0.000	0.000	0.000	157.986
6	WSD_MAX	0.000	-65.153	131.209	0.000	0.000	0.000	327.705
6	WSD_MAX	0.195	-65.153	127.873	0.000	0.000	0.000	302.942
6	WSD_MAX	0.389	-65.153	124.537	0.000	0.000	0.000	278.828
6	WSD_MAX	0.584	-65.153	121.201	0.000	0.000	0.000	255.363
6	WSD_MAX	0.778	-65.153	117.866	0.000	0.000	0.000	232.546

6	WSD_MIN	0.000	-198.394	82.469	0.000	0.000	0.000	157.986
6	WSD_MIN	0.195	-198.394	79.133	0.000	0.000	0.000	141.112
6	WSD_MIN	0.389	-198.394	75.797	0.000	0.000	0.000	124.887
6	WSD_MIN	0.584	-198.394	72.462	0.000	0.000	0.000	109.310
6	WSD_MIN	0.778	-198.394	69.126	0.000	0.000	0.000	94.382
7	WSD_MAX	0.000	-65.153	218.191	0.000	0.000	0.000	232.546
7	WSD_MAX	0.195	-65.153	214.855	0.000	0.000	0.000	191.002
7	WSD_MAX	0.389	-65.153	211.520	0.000	0.000	0.000	150.106
7	WSD_MAX	0.584	-65.153	208.184	0.000	0.000	0.000	109.859
7	WSD_MAX	0.778	-65.153	204.848	0.000	0.000	0.000	77.839
7	WSD_MIN	0.000	-198.394	145.238	0.000	0.000	0.000	94.382
7	WSD_MIN	0.195	-198.394	141.902	0.000	0.000	0.000	66.457
7	WSD_MIN	0.389	-198.394	138.567	0.000	0.000	0.000	39.182
7	WSD_MIN	0.584	-198.394	135.231	0.000	0.000	0.000	12.555
7	WSD_MIN	0.778	-198.394	131.895	0.000	0.000	0.000	-13.423
8	WSD_MAX	0.000	-65.153	318.463	0.000	0.000	0.000	77.839
8	WSD_MAX	0.194	-65.153	315.140	0.000	0.000	0.000	31.515
8	WSD_MAX	0.388	-65.153	311.817	0.000	0.000	0.000	-14.165
8	WSD_MAX	0.581	-65.153	308.494	0.000	0.000	0.000	-59.202
8	WSD_MAX	0.775	-65.153	305.171	0.000	0.000	0.000	-103.595
8	WSD_MIN	0.000	-198.394	210.651	0.000	0.000	0.000	-13.423
8	WSD_MIN	0.194	-198.394	207.328	0.000	0.000	0.000	-53.915
8	WSD_MIN	0.388	-198.394	204.005	0.000	0.000	0.000	-112.189
8	WSD_MIN	0.581	-198.394	200.682	0.000	0.000	0.000	-172.282
8	WSD_MIN	0.775	-198.394	197.359	0.000	0.000	0.000	-231.731
9	WSD_MAX	0.200	-265.636	-84.806	0.000	0.000	0.000	-164.853
9	WSD_MAX	0.525	-260.859	-71.439	0.000	0.000	0.000	-120.009
9	WSD_MAX	0.850	-256.081	-58.522	0.000	0.000	0.000	-82.174
9	WSD_MIN	0.200	-407.193	-207.035	0.000	0.000	0.000	-276.243
9	WSD_MIN	0.525	-402.415	-180.301	0.000	0.000	0.000	-213.326
9	WSD_MIN	0.850	-397.638	-154.467	0.000	0.000	0.000	-158.950
10	WSD_MAX	0.200	-265.637	-58.153	0.000	0.000	0.000	-119.566
10	WSD_MAX	0.525	-260.859	-47.142	0.000	0.000	0.000	-84.189
10	WSD_MAX	0.850	-256.082	-36.582	0.000	0.000	0.000	-54.613
10	WSD_MIN	0.200	-407.193	-181.495	0.000	0.000	0.000	-231.760
10	WSD_MIN	0.525	-402.416	-154.761	0.000	0.000	0.000	-177.143
10	WSD_MIN	0.850	-397.638	-128.927	0.000	0.000	0.000	-142.963
11	WSD_MAX	0.000	-256.081	-58.522	0.000	0.000	0.000	-82.174
11	WSD_MAX	0.430	-249.760	-42.123	0.000	0.000	0.000	-42.393
11	WSD_MAX	0.860	-243.439	-26.512	0.000	0.000	0.000	-13.695
11	WSD_MIN	0.000	-397.638	-154.467	0.000	0.000	0.000	-158.950
11	WSD_MIN	0.430	-391.317	-121.669	0.000	0.000	0.000	-121.351
11	WSD_MIN	0.860	-384.996	-90.447	0.000	0.000	0.000	-106.622
12	WSD_MAX	0.000	-256.082	-36.582	0.000	0.000	0.000	-54.613
12	WSD_MAX	0.430	-249.761	-23.300	0.000	0.000	0.000	-25.758
12	WSD_MAX	0.860	-243.440	-10.807	0.000	0.000	0.000	-7.987
12	WSD_MIN	0.000	-397.638	-128.927	0.000	0.000	0.000	-142.963
12	WSD_MIN	0.430	-391.317	-96.130	0.000	0.000	0.000	-121.352
12	WSD_MIN	0.860	-384.996	-64.908	0.000	0.000	0.000	-106.624
13	WSD_MAX	0.000	-243.439	-26.512	0.000	0.000	0.000	-13.695
13	WSD_MAX	0.430	-237.118	-11.688	0.000	0.000	0.000	4.597
13	WSD_MAX	0.860	-230.797	2.347	0.000	0.000	0.000	13.161
13	WSD_MIN	0.000	-384.996	-90.447	0.000	0.000	0.000	-106.622
13	WSD_MIN	0.430	-378.675	-60.800	0.000	0.000	0.000	-98.437
13	WSD_MIN	0.860	-372.354	-32.729	0.000	0.000	0.000	-96.457
14	WSD_MAX	0.000	-243.440	-10.807	0.000	0.000	0.000	-7.987
14	WSD_MAX	0.430	-237.119	0.899	0.000	0.000	0.000	4.596
14	WSD_MAX	0.860	-230.798	16.281	0.000	0.000	0.000	13.160
14	WSD_MIN	0.000	-384.996	-64.908	0.000	0.000	0.000	-106.624
14	WSD_MIN	0.430	-378.675	-35.261	0.000	0.000	0.000	-98.439
14	WSD_MIN	0.860	-372.354	-9.129	0.000	0.000	0.000	-96.459

15	WSD_MAX	0.000	-230.797	2.347	0.000	0.000	0.000	13.161
15	WSD_MAX	0.430	-224.476	19.307	0.000	0.000	0.000	12.674
15	WSD_MAX	0.860	-218.155	44.228	0.000	0.000	0.000	4.011
15	WSD_MIN	0.000	-372.354	-32.729	0.000	0.000	0.000	-96.457
15	WSD_MIN	0.430	-366.033	-6.232	0.000	0.000	0.000	-100.343
15	WSD_MIN	0.860	-359.712	13.021	0.000	0.000	0.000	-109.757
16	WSD_MAX	0.000	-230.798	16.281	0.000	0.000	0.000	13.160
16	WSD_MAX	0.430	-224.477	36.543	0.000	0.000	0.000	12.672
16	WSD_MAX	0.860	-218.156	55.229	0.000	0.000	0.000	3.811
16	WSD_MIN	0.000	-372.354	-9.129	0.000	0.000	0.000	-96.459
16	WSD_MIN	0.430	-366.033	11.133	0.000	0.000	0.000	-100.345
16	WSD_MIN	0.860	-359.712	28.056	0.000	0.000	0.000	-109.758
17	WSD_MAX	0.000	-218.155	44.228	0.000	0.000	0.000	4.011
17	WSD_MAX	0.430	-211.834	67.574	0.000	0.000	0.000	-9.101
17	WSD_MAX	0.860	-205.513	89.344	0.000	0.000	0.000	-31.913
17	WSD_MIN	0.000	-359.712	13.021	0.000	0.000	0.000	-109.757
17	WSD_MIN	0.430	-353.391	24.694	0.000	0.000	0.000	-124.359
17	WSD_MIN	0.860	-347.070	35.579	0.000	0.000	0.000	-143.811
18	WSD_MAX	0.000	-218.156	55.229	0.000	0.000	0.000	3.811
18	WSD_MAX	0.430	-211.835	72.339	0.000	0.000	0.000	-12.746
18	WSD_MAX	0.860	-205.514	89.344	0.000	0.000	0.000	-36.322
18	WSD_MIN	0.000	-359.712	28.056	0.000	0.000	0.000	-109.758
18	WSD_MIN	0.430	-353.391	39.729	0.000	0.000	0.000	-124.360
18	WSD_MIN	0.860	-347.070	47.614	0.000	0.000	0.000	-143.812
19	WSD_MAX	0.000	-205.513	89.344	0.000	0.000	0.000	-31.913
19	WSD_MAX	0.430	-199.192	109.539	0.000	0.000	0.000	-63.747
19	WSD_MAX	0.860	-192.871	128.159	0.000	0.000	0.000	-101.820
19	WSD_MIN	0.000	-347.070	35.579	0.000	0.000	0.000	-143.811
19	WSD_MIN	0.430	-340.749	45.677	0.000	0.000	0.000	-167.774
19	WSD_MIN	0.860	-334.428	54.987	0.000	0.000	0.000	-195.910
20	WSD_MAX	0.000	-205.514	89.344	0.000	0.000	0.000	-36.322
20	WSD_MAX	0.430	-199.193	109.539	0.000	0.000	0.000	-66.239
20	WSD_MAX	0.860	-192.872	128.159	0.000	0.000	0.000	-101.821
20	WSD_MIN	0.000	-347.070	47.614	0.000	0.000	0.000	-143.812
20	WSD_MIN	0.430	-340.749	54.594	0.000	0.000	0.000	-167.776
20	WSD_MIN	0.860	-334.428	60.787	0.000	0.000	0.000	-195.911
21	WSD_MAX	0.000	-192.871	128.159	0.000	0.000	0.000	-101.820
21	WSD_MAX	0.200	-189.931	136.283	0.000	0.000	0.000	-120.110
21	WSD_MAX	0.400	-186.991	144.065	0.000	0.000	0.000	-139.411
21	WSD_MIN	0.000	-334.428	54.987	0.000	0.000	0.000	-195.910
21	WSD_MIN	0.200	-331.488	59.048	0.000	0.000	0.000	-212.312
21	WSD_MIN	0.400	-328.548	62.940	0.000	0.000	0.000	-240.353
22	WSD_MAX	0.000	-192.872	128.159	0.000	0.000	0.000	-101.821
22	WSD_MAX	0.200	-189.932	136.283	0.000	0.000	0.000	-120.111
22	WSD_MAX	0.400	-186.992	144.065	0.000	0.000	0.000	-139.412
22	WSD_MIN	0.000	-334.428	60.787	0.000	0.000	0.000	-195.911
22	WSD_MIN	0.200	-331.488	63.398	0.000	0.000	0.000	-212.314
22	WSD_MIN	0.400	-328.548	65.840	0.000	0.000	0.000	-240.354
23	WSD_MAX	0.400	-70.211	-158.707	0.000	0.000	0.000	-80.482
23	WSD_MAX	0.500	-70.211	-153.106	0.000	0.000	0.000	-56.809
23	WSD_MAX	0.600	-70.211	-147.505	0.000	0.000	0.000	-34.134
23	WSD_MAX	0.700	-70.211	-141.904	0.000	0.000	0.000	-12.457
23	WSD_MAX	0.800	-70.211	-136.303	0.000	0.000	0.000	8.222
23	WSD_MIN	0.400	-158.609	-282.752	0.000	0.000	0.000	-179.849
23	WSD_MIN	0.500	-158.609	-272.773	0.000	0.000	0.000	-152.073
23	WSD_MIN	0.600	-158.609	-262.794	0.000	0.000	0.000	-125.294
23	WSD_MIN	0.700	-158.609	-252.815	0.000	0.000	0.000	-99.514
23	WSD_MIN	0.800	-158.609	-242.836	0.000	0.000	0.000	-74.731
24	WSD_MAX	0.000	-70.211	-136.303	0.000	0.000	0.000	8.222
24	WSD_MAX	0.203	-70.211	-124.946	0.000	0.000	0.000	47.087
24	WSD_MAX	0.406	-70.211	-113.590	0.000	0.000	0.000	81.850

24	WSD_MAX	0.608	-70.211	-102.234	0.000	0.000	0.000	112.510
24	WSD_MAX	0.811	-70.211	-90.878	0.000	0.000	0.000	139.069
24	WSD_MIN	0.000	-158.609	-242.836	0.000	0.000	0.000	-74.731
24	WSD_MIN	0.203	-158.609	-222.604	0.000	0.000	0.000	-27.547
24	WSD_MIN	0.406	-158.609	-202.372	0.000	0.000	0.000	-3.140
24	WSD_MIN	0.608	-158.609	-182.140	0.000	0.000	0.000	18.740
24	WSD_MIN	0.811	-158.609	-161.907	0.000	0.000	0.000	38.316
25	WSD_MAX	0.000	-70.211	-90.878	0.000	0.000	0.000	139.069
25	WSD_MAX	0.203	-70.211	-79.521	0.000	0.000	0.000	162.902
25	WSD_MAX	0.406	-70.211	-68.165	0.000	0.000	0.000	189.576
25	WSD_MAX	0.608	-70.211	-52.807	0.000	0.000	0.000	212.147
25	WSD_MAX	0.811	-70.211	-32.575	0.000	0.000	0.000	230.617
25	WSD_MIN	0.000	-158.609	-161.907	0.000	0.000	0.000	38.316
25	WSD_MIN	0.203	-158.609	-141.675	0.000	0.000	0.000	55.591
25	WSD_MIN	0.406	-158.609	-121.443	0.000	0.000	0.000	70.562
25	WSD_MIN	0.608	-158.609	-101.211	0.000	0.000	0.000	83.232
25	WSD_MIN	0.811	-158.609	-80.979	0.000	0.000	0.000	93.598
26	WSD_MAX	0.000	-70.211	-32.575	0.000	0.000	0.000	230.617
26	WSD_MAX	0.203	-70.211	-12.318	0.000	0.000	0.000	244.999
26	WSD_MAX	0.406	-70.211	7.939	0.000	0.000	0.000	255.270
26	WSD_MAX	0.609	-70.211	28.196	0.000	0.000	0.000	261.428
26	WSD_MAX	0.812	-70.211	48.453	0.000	0.000	0.000	263.474
26	WSD_MIN	0.000	-158.609	-80.979	0.000	0.000	0.000	93.598
26	WSD_MIN	0.203	-158.609	-60.721	0.000	0.000	0.000	101.671
26	WSD_MIN	0.406	-158.609	-40.464	0.000	0.000	0.000	107.436
26	WSD_MIN	0.609	-158.609	-20.207	0.000	0.000	0.000	110.892
26	WSD_MIN	0.812	-158.609	0.028	0.000	0.000	0.000	112.041
27	WSD_MAX	0.000	-70.211	48.453	0.000	0.000	0.000	263.474
27	WSD_MAX	0.203	-70.211	59.810	0.000	0.000	0.000	261.412
27	WSD_MAX	0.406	-70.211	71.166	0.000	0.000	0.000	255.249
27	WSD_MAX	0.608	-70.211	82.522	0.000	0.000	0.000	244.984
27	WSD_MAX	0.811	-70.211	93.878	0.000	0.000	0.000	230.616
27	WSD_MIN	0.000	-158.609	0.028	0.000	0.000	0.000	112.041
27	WSD_MIN	0.203	-158.609	11.384	0.000	0.000	0.000	110.884
27	WSD_MIN	0.406	-158.609	22.741	0.000	0.000	0.000	107.424
27	WSD_MIN	0.608	-158.609	34.097	0.000	0.000	0.000	101.662
27	WSD_MIN	0.811	-158.609	45.453	0.000	0.000	0.000	93.598
28	WSD_MAX	0.000	-70.211	93.878	0.000	0.000	0.000	230.616
28	WSD_MAX	0.203	-70.211	105.235	0.000	0.000	0.000	212.147
28	WSD_MAX	0.406	-70.211	121.444	0.000	0.000	0.000	189.575
28	WSD_MAX	0.608	-70.211	141.676	0.000	0.000	0.000	162.901
28	WSD_MAX	0.811	-70.211	161.908	0.000	0.000	0.000	132.126
28	WSD_MIN	0.000	-158.609	45.453	0.000	0.000	0.000	93.598
28	WSD_MIN	0.203	-158.609	56.809	0.000	0.000	0.000	83.231
28	WSD_MIN	0.406	-158.609	68.166	0.000	0.000	0.000	66.182
28	WSD_MIN	0.608	-158.609	79.522	0.000	0.000	0.000	41.392
28	WSD_MIN	0.811	-158.609	90.878	0.000	0.000	0.000	14.299
29	WSD_MAX	0.000	-70.211	161.908	0.000	0.000	0.000	132.126
29	WSD_MAX	0.203	-70.211	182.140	0.000	0.000	0.000	97.248
29	WSD_MAX	0.406	-70.211	202.372	0.000	0.000	0.000	58.268
29	WSD_MAX	0.608	-70.211	222.605	0.000	0.000	0.000	15.186
29	WSD_MAX	0.811	-70.211	242.837	0.000	0.000	0.000	-31.998
29	WSD_MIN	0.000	-158.609	90.878	0.000	0.000	0.000	14.299
29	WSD_MIN	0.203	-158.609	102.234	0.000	0.000	0.000	-15.096
29	WSD_MIN	0.406	-158.609	113.591	0.000	0.000	0.000	-46.793
29	WSD_MIN	0.608	-158.609	124.947	0.000	0.000	0.000	-80.793
29	WSD_MIN	0.811	-158.609	136.303	0.000	0.000	0.000	-117.095
30	WSD_MAX	0.000	-70.211	242.837	0.000	0.000	0.000	-31.998
30	WSD_MAX	0.100	-70.211	252.816	0.000	0.000	0.000	-56.781
30	WSD_MAX	0.200	-70.211	262.795	0.000	0.000	0.000	-82.187
30	WSD_MAX	0.300	-70.211	272.774	0.000	0.000	0.000	-97.218

30	WSD_MAX	0.400	-70.211	282.752	0.000	0.000	0.000	-112.808
30	WSD_MIN	0.000	-158.609	136.303	0.000	0.000	0.000	-117.095
30	WSD_MIN	0.100	-158.609	141.904	0.000	0.000	0.000	-135.848
30	WSD_MIN	0.200	-158.609	147.505	0.000	0.000	0.000	-155.161
30	WSD_MIN	0.300	-158.609	153.106	0.000	0.000	0.000	-175.034
30	WSD_MIN	0.400	-158.609	158.707	0.000	0.000	0.000	-195.468

9.2 지진시

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1	COMB1	0.125	-210.561	-183.143	0.000	0.000	0.000	-404.502
1	COMB1	0.319	-196.938	-186.466	0.000	0.000	0.000	-368.696
1	COMB1	0.513	-183.316	-189.789	0.000	0.000	0.000	-332.246
1	COMB1	0.706	-169.693	-193.111	0.000	0.000	0.000	-295.153
1	COMB1	0.900	-156.070	-196.434	0.000	0.000	0.000	-257.415
2	COMB1	0.000	-160.217	-151.571	0.000	0.000	0.000	-257.415
2	COMB1	0.195	-146.542	-154.907	0.000	0.000	0.000	-227.610
2	COMB1	0.389	-132.867	-158.243	0.000	0.000	0.000	-197.157
2	COMB1	0.584	-119.192	-161.579	0.000	0.000	0.000	-166.054
2	COMB1	0.778	-105.516	-164.914	0.000	0.000	0.000	-134.303
3	COMB1	0.000	-109.405	-127.080	0.000	0.000	0.000	-134.303
3	COMB1	0.195	-95.729	-130.416	0.000	0.000	0.000	-109.261
3	COMB1	0.389	-82.054	-133.751	0.000	0.000	0.000	-83.571
3	COMB1	0.584	-68.379	-137.087	0.000	0.000	0.000	-57.232
3	COMB1	0.778	-54.703	-140.423	0.000	0.000	0.000	-30.244
4	COMB1	0.000	-58.619	-108.884	0.000	0.000	0.000	-30.244
4	COMB1	0.195	-44.944	-112.219	0.000	0.000	0.000	-8.742
4	COMB1	0.389	-31.268	-115.555	0.000	0.000	0.000	13.409
4	COMB1	0.584	-17.593	-118.891	0.000	0.000	0.000	36.209
4	COMB1	0.778	-3.918	-122.226	0.000	0.000	0.000	59.658
5	COMB1	0.000	-7.843	-97.561	0.000	0.000	0.000	59.658
5	COMB1	0.194	5.814	-100.892	0.000	0.000	0.000	78.932
5	COMB1	0.389	19.472	-104.224	0.000	0.000	0.000	98.854
5	COMB1	0.583	33.130	-107.555	0.000	0.000	0.000	119.423
5	COMB1	0.777	46.787	-110.887	0.000	0.000	0.000	140.640
6	COMB1	0.000	42.868	-91.979	0.000	0.000	0.000	140.640
6	COMB1	0.195	56.543	-95.315	0.000	0.000	0.000	158.854
6	COMB1	0.389	70.219	-98.650	0.000	0.000	0.000	177.717
6	COMB1	0.584	83.894	-101.986	0.000	0.000	0.000	197.229
6	COMB1	0.778	97.569	-105.322	0.000	0.000	0.000	217.390
7	COMB1	0.000	93.673	-89.550	0.000	0.000	0.000	217.390
7	COMB1	0.195	107.348	-92.885	0.000	0.000	0.000	235.131
7	COMB1	0.389	121.024	-96.221	0.000	0.000	0.000	253.522
7	COMB1	0.584	134.699	-99.557	0.000	0.000	0.000	272.561
7	COMB1	0.778	148.374	-102.892	0.000	0.000	0.000	292.250
8	COMB1	0.000	144.215	-84.870	0.000	0.000	0.000	292.250
8	COMB1	0.194	157.837	-88.192	0.000	0.000	0.000	309.015
8	COMB1	0.388	171.460	-91.515	0.000	0.000	0.000	326.424
8	COMB1	0.581	185.082	-94.838	0.000	0.000	0.000	344.477
8	COMB1	0.775	198.705	-98.161	0.000	0.000	0.000	363.174
9	COMB1	0.200	-220.341	-203.303	0.000	0.000	0.000	-386.444
9	COMB1	0.525	-200.896	-197.877	0.000	0.000	0.000	-321.141
9	COMB1	0.850	-181.451	-188.348	0.000	0.000	0.000	-258.269
10	COMB1	0.200	62.356	191.384	0.000	0.000	0.000	337.145
10	COMB1	0.525	52.466	185.958	0.000	0.000	0.000	275.716
10	COMB1	0.850	42.576	176.429	0.000	0.000	0.000	216.717
11	COMB1	0.000	-195.883	-186.390	0.000	0.000	0.000	-258.269
11	COMB1	0.430	-170.156	-167.823	0.000	0.000	0.000	-181.880
11	COMB1	0.860	-144.429	-142.764	0.000	0.000	0.000	-114.872
12	COMB1	0.000	33.698	179.646	0.000	0.000	0.000	216.717
12	COMB1	0.430	20.612	161.079	0.000	0.000	0.000	143.229
12	COMB1	0.860	7.527	136.020	0.000	0.000	0.000	79.120
13	COMB1	0.000	-159.024	-161.175	0.000	0.000	0.000	-114.872
13	COMB1	0.430	-133.297	-130.007	0.000	0.000	0.000	-52.062
13	COMB1	0.860	-107.569	-93.113	0.000	0.000	0.000	-3.886

14	COMB1	0.000	-1.394	163.352	0.000	0.000	0.000	79.120
14	COMB1	0.430	-14.480	132.185	0.000	0.000	0.000	15.374
14	COMB1	0.860	-27.565	95.291	0.000	0.000	0.000	-33.738
15	COMB1	0.000	-122.226	-136.378	0.000	0.000	0.000	-3.886
15	COMB1	0.430	-96.499	-94.167	0.000	0.000	0.000	45.857
15	COMB1	0.860	-70.772	-47.050	0.000	0.000	0.000	76.394
16	COMB1	0.000	-36.493	149.755	0.000	0.000	0.000	-33.738
16	COMB1	0.430	-49.578	107.544	0.000	0.000	0.000	-89.233
16	COMB1	0.860	-62.664	60.426	0.000	0.000	0.000	-125.523
17	COMB1	0.000	-85.473	-115.161	0.000	0.000	0.000	76.394
17	COMB1	0.430	-59.746	-63.572	0.000	0.000	0.000	114.966
17	COMB1	0.860	-34.019	-7.949	0.000	0.000	0.000	130.488
18	COMB1	0.000	-71.615	140.500	0.000	0.000	0.000	-125.523
18	COMB1	0.430	-84.700	88.912	0.000	0.000	0.000	-174.991
18	COMB1	0.860	-97.785	33.288	0.000	0.000	0.000	-201.409
19	COMB1	0.000	-48.748	-97.645	0.000	0.000	0.000	130.488
19	COMB1	0.430	-23.021	-38.446	0.000	0.000	0.000	159.859
19	COMB1	0.860	2.707	23.870	0.000	0.000	0.000	163.105
20	COMB1	0.000	-106.776	133.737	0.000	0.000	0.000	-201.409
20	COMB1	0.430	-119.861	74.538	0.000	0.000	0.000	-246.299
20	COMB1	0.860	-132.946	12.222	0.000	0.000	0.000	-265.064
21	COMB1	0.000	-11.519	-78.253	0.000	0.000	0.000	163.105
21	COMB1	0.200	0.448	-48.307	0.000	0.000	0.000	175.769
21	COMB1	0.400	12.414	-17.886	0.000	0.000	0.000	182.396
22	COMB1	0.000	-141.676	120.816	0.000	0.000	0.000	-265.064
22	COMB1	0.200	-147.762	90.870	0.000	0.000	0.000	-286.241
22	COMB1	0.400	-153.848	60.448	0.000	0.000	0.000	-301.381
23	COMB1	0.400	52.845	18.981	0.000	0.000	0.000	175.799
23	COMB1	0.500	45.684	26.771	0.000	0.000	0.000	173.512
23	COMB1	0.600	38.522	34.561	0.000	0.000	0.000	170.445
23	COMB1	0.700	31.361	42.351	0.000	0.000	0.000	166.600
23	COMB1	0.800	24.199	50.141	0.000	0.000	0.000	161.975
24	COMB1	0.000	60.853	0.421	0.000	0.000	0.000	161.975
24	COMB1	0.203	46.333	16.215	0.000	0.000	0.000	160.289
24	COMB1	0.406	31.814	32.009	0.000	0.000	0.000	155.400
24	COMB1	0.608	17.294	47.804	0.000	0.000	0.000	147.309
24	COMB1	0.811	2.774	63.598	0.000	0.000	0.000	136.016
25	COMB1	0.000	39.697	10.536	0.000	0.000	0.000	136.016
25	COMB1	0.203	25.177	26.330	0.000	0.000	0.000	132.278
25	COMB1	0.406	10.657	42.124	0.000	0.000	0.000	125.339
25	COMB1	0.608	-3.863	57.919	0.000	0.000	0.000	115.197
25	COMB1	0.811	-18.383	73.713	0.000	0.000	0.000	101.853
26	COMB1	0.000	18.545	22.390	0.000	0.000	0.000	101.853
26	COMB1	0.203	4.007	38.203	0.000	0.000	0.000	95.702
26	COMB1	0.406	-10.530	54.017	0.000	0.000	0.000	86.342
26	COMB1	0.609	-25.068	69.831	0.000	0.000	0.000	73.772
26	COMB1	0.812	-39.606	85.644	0.000	0.000	0.000	57.991
27	COMB1	0.000	-2.683	39.648	0.000	0.000	0.000	57.991
27	COMB1	0.203	-17.203	55.442	0.000	0.000	0.000	48.351
27	COMB1	0.406	-31.723	71.237	0.000	0.000	0.000	35.509
27	COMB1	0.608	-46.243	87.031	0.000	0.000	0.000	19.465
27	COMB1	0.811	-60.762	102.825	0.000	0.000	0.000	0.218
28	COMB1	0.000	-23.852	64.241	0.000	0.000	0.000	0.218
28	COMB1	0.203	-38.372	80.035	0.000	0.000	0.000	-14.408
28	COMB1	0.406	-52.892	95.829	0.000	0.000	0.000	-32.236
28	COMB1	0.608	-67.412	111.623	0.000	0.000	0.000	-53.267
28	COMB1	0.811	-81.932	127.418	0.000	0.000	0.000	-77.499
29	COMB1	0.000	-45.044	96.372	0.000	0.000	0.000	-77.499
29	COMB1	0.203	-59.564	112.166	0.000	0.000	0.000	-98.640
29	COMB1	0.406	-74.084	127.960	0.000	0.000	0.000	-122.983
29	COMB1	0.608	-88.604	143.754	0.000	0.000	0.000	-150.528

29	COMB1	0.811	-103.124	159.548	0.000	0.000	0.000	-181.275
30	COMB1	0.000	-66.522	133.708	0.000	0.000	0.000	-181.275
30	COMB1	0.100	-73.684	141.498	0.000	0.000	0.000	-195.035
30	COMB1	0.200	-80.845	149.288	0.000	0.000	0.000	-209.575
30	COMB1	0.300	-88.007	157.078	0.000	0.000	0.000	-224.893
30	COMB1	0.400	-95.168	164.868	0.000	0.000	0.000	-240.990

10. 단면력 요약

(1) 평상시 단면력 집계

구분	위치	부재	극한하중			사용하중	비고
			Mu(kN · m)	Su(kN)	Pu(kN)	M(kN · m)	
상부슬래브	단부	23, 30	312.75	452.40	-	195.47	
	중앙부	26, 27	438.65	129.57	-	263.47	
벽체	상단부 (축력최대)	21, 22	317.48	74.27	535.08	195.91	
	상단부 (모멘트최대)	21, 22	384.57	80.34	525.68	240.35	
	중앙부 (축력최대)	15, 16	185.87	14.02	595.77	96.46	(외측)
	중앙부 (모멘트최대)	15, 16	205.92	35.90	575.54	109.76	(외측)
	하단부 (축력최대)	9, 10	370.82	292.91	651.51	231.76	
	하단부 (모멘트최대)	9, 10	441.99	332.87	651.51	276.24	
하부슬래브	단부	1, 8	455.85	509.54	-	284.91	
	중앙부	4, 5	596.67	109.28	-	359.00	

(2) 지진시 단면력 집계

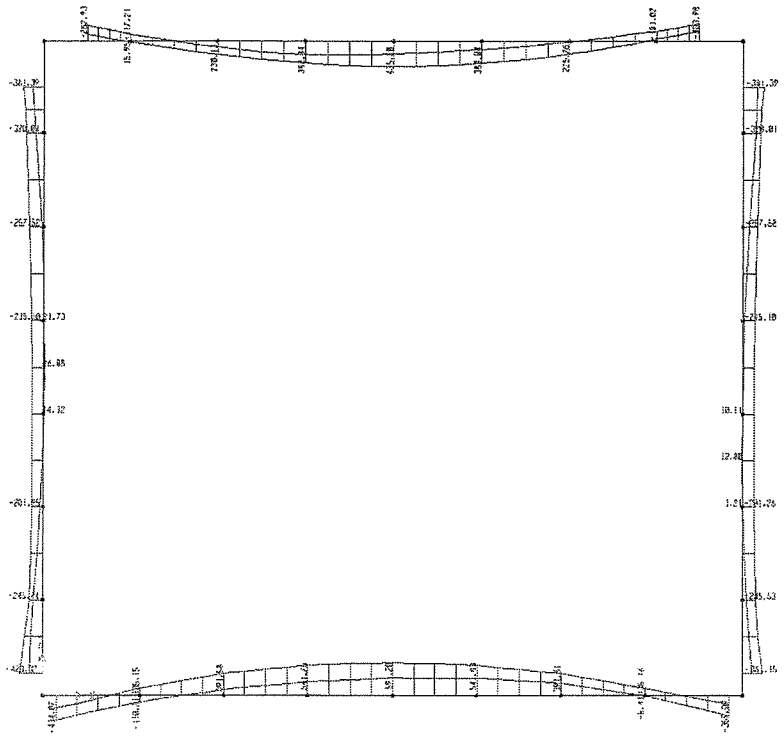
구분	위치	부재	지진하중			비고
			Me(kN · m)	Se(kN)	Pe(kN)	
상부슬래브	단부	23, 30	240.99	164.87		
	중앙부	26, 27	101.85	85.64		
벽체	내측부인장 (상단)	21, 22	182.40	17.89	12.41	(내측)
	상단부 (축력최대)	21, 22	301.38	60.45	153.85	
	상단부 (모멘트최대)	21, 22	301.38	60.45	153.85	
	중앙부 (축력최대)	15, 16	3.89	136.38	122.23	(외측)
	중앙부 (모멘트최대)	15, 16	125.52	60.43	62.66	(외측)
	하단부 (축력최대)	9, 10	386.44	203.30	220.34	
	하단부 (모멘트최대)	9, 10	386.44	203.30	220.34	
	내측부인장 (하단)	9, 10	337.15	191.38	62.36	
하부슬래브	단부	1, 8	404.50	203.30		
	중앙부	4, 5	140.64	196.43		

(3) 적용 단면력 집계

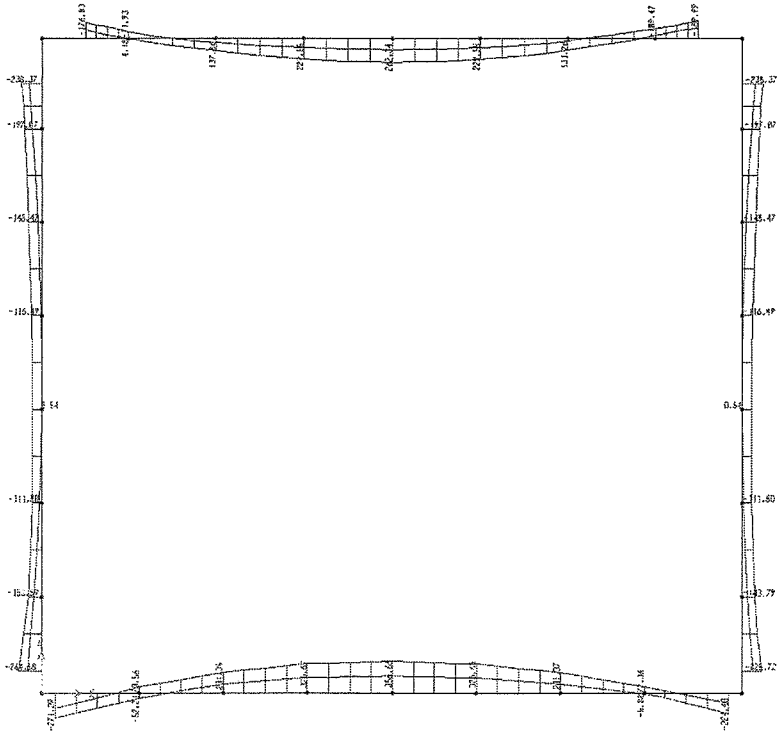
구분	위치	부재	극한하중(지진시 포함)			사용하중	비고
			Mu(kN · m)	Su(kN)	Pu(kN)	M(kN · m)	
상부슬래브	단부	23, 30	312.75	452.40	-	195.47	
	중앙부	26, 27	438.65	129.57	-	263.47	
벽체	내측부인장(상단)	21, 22	182.40	17.89	12.41	182.40	(내측)
	상단부(축력최대)	21, 22	317.48	74.27	535.08	195.91	
	상단부(모멘트최대)	21, 22	384.57	80.34	525.68	240.35	
	중앙부(축력최대)	15, 16	185.87	136.38	595.77	96.46	(외측)
	중앙부(모멘트최대)	15, 16	205.92	60.43	575.54	109.76	(외측)
	하단부(축력최대)	9, 10	386.44	292.91	651.51	231.76	
	하단부(모멘트최대)	9, 10	441.99	332.87	651.51	276.24	
	내측부인장(하단)	1, 8	337.15	191.38	62.36	337.15	
하부슬래브	단부	1, 8	455.85	509.54	-	284.91	
	중앙부	4, 5	596.67	196.43	-	359.00	

10. 단면력도

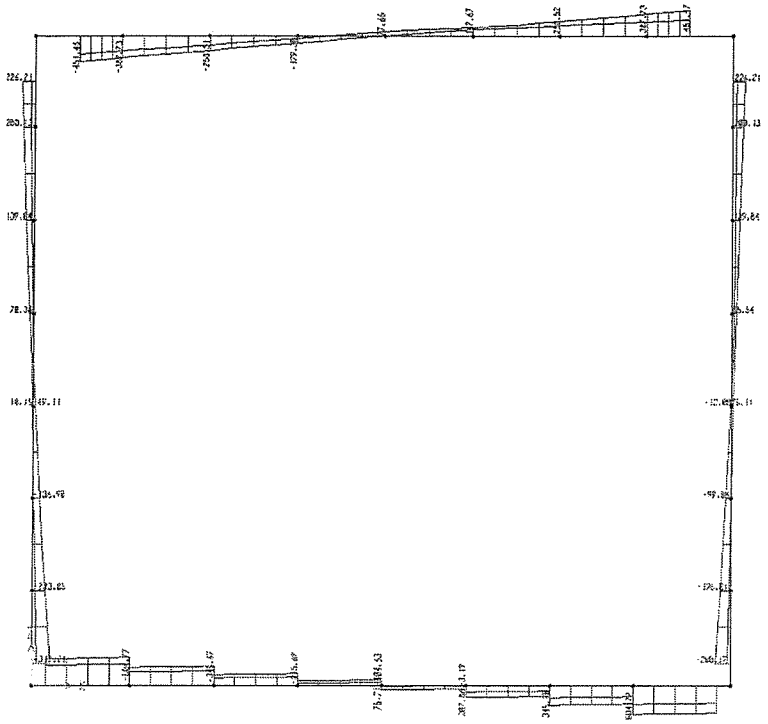
(1) 상시 - 극한하중 모멘트도



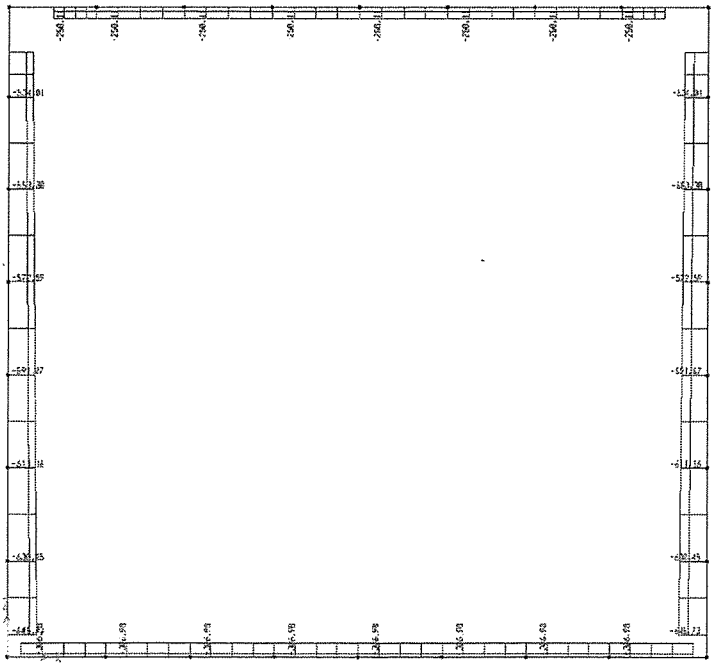
(2) 상시 - 사용하중 모멘트도



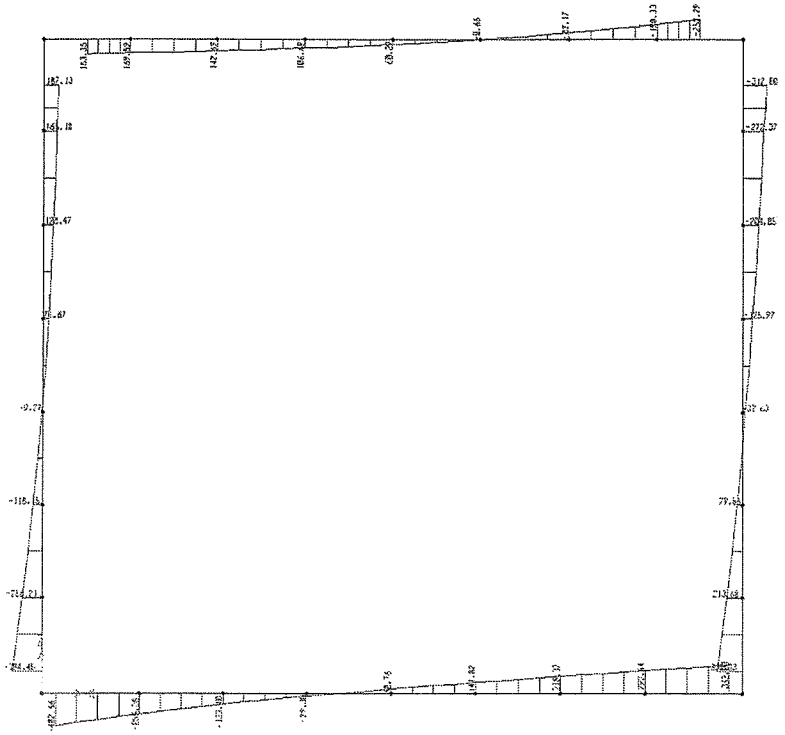
(3) 상시 - 극한하중 전단력도



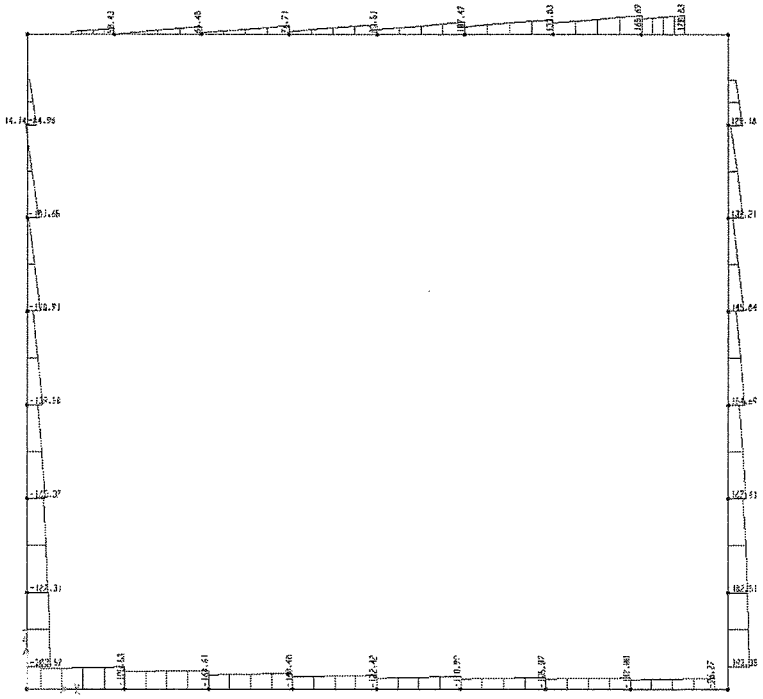
(4) 상시 - 극한하중 축력도



(5) 지진시 - 모멘트도



(6) 지진시 - 전단력도



12. 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	195.468
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	733.3	633.3	100.0	312.748	452.404

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 = 0.04118 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 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 = 1395.830 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00362

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) = 1395.830 mm^2 As(min) = 2216.667 mm^2

4/3×As(req) = 1861.106 mm^2 ※ As = 1861.106 mm^2

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

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 507743230 N · mm

= 507.743 kN · m > 312.748 kN · m ----- ∴ O.K. [사용률 = 1.623]

* 전단력 검토

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

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (452.4 - 387.970)×10³ ×150.0 / (400.0×500.0×0.85)

= 56.853 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16×2 EA, 간격 s = 150.0 mm)

Øv · As = Øv · Av · fy · D / (s × B) = 450.160 kN

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 250.0 mm ----- ∴ O.K.

Øv · Vn = Øv · Vc + Øv · Vs = 838.130 kN < Vu ----- ∴ O.K.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 195.468 × 1000000 / [2292×(633.333333333333 - 127.413/3)]

= 144.336 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 2292/1000 + 7 × 2292/1000 × √[(1 + 2×1000×633.333333333333/(7×2292)]

= 127.413 mm

사용철근량 = 2292.000 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 144.336) - 2.5 × 90.5 = 319.353 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 144.336) = 436.483 mm

Sa는 작은 값인 319.353 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 319.353 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	263.474
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	600.0	500.0	100.0	438.652	129.566

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

* 휨모멘트 검토

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, Φf = 0.850 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 = 2537.995 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00619

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) = 2537.995 mm^2 As(min) = 1750.000 mm^2

4/3×As(req) = 3383.993 mm^2 ※ As = 2537.995 mm^2

사용철근량 = H22 × 8ea = 3096.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 530346014 N · mm

= 530.346 kN · m > 438.652 kN · m ----- ∴ O.K. [사용률 = 1.209]

* 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)]

= 263.474 × 1000000 / [3096.8×(500 - 127.143/3)]

= 185.917 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 3096.8/1000 + 7 × 3096.8/1000 × √[(1 + 2×1000×500/(7×3096.8)]

= 127.143 mm

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 mm^2)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 185.917) - 2.5 × 89 = 201.075 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 185.917) = 338.860 mm

Sa는 작은 값인 201.075 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 201.075 mm) ------ ∴ 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	284.907
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	700.0	600.0	100.0	455.852	509.540

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 600.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 48.577 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02798 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 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 = 2172.098 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00516

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) = 2172.098 mm^2 As(min) = 2100.000 mm^2

4/3×As(req) = 2896.130 mm^2 ※ As = 2172.098 mm^2

사용철근량 = H22 × 8ea = 3096.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 641830814 N · mm

= 641.831 kN · m > 455.852 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.408]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 465.564 kN

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (509.5 - 465.564)×10³ ×150.0 / (400.0×600.0×0.85)

= 32.335 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16×2 EA, 간격 s = 150.0 mm)

Øv · As = Øv · Av · fy · D / (s × B) = 540.192 kN

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 300.0 mm ----- ∴ O.K

Øv · Vn = Øv · Vc + Øv · Vs = 1005.756 kN < Vu ----- ∴ O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 284.907 × 1000000 / [3096.8×(600 - 141.059/3)]

= 166.372 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 3096.8/1000 + 7 × 3096.8/1000 × √[(1 + 2×1000×600/(7×3096.8)]

= 141.059 mm

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 166.372) - 2.5 × 89 = 250.836 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 166.372) = 378.669 mm

Sa는 작은 값인 250.836 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 250.836 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	358.998
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	700.0	600.0	100.0	596.672	196.434

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 600.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 63.586 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02067 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 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 = 2870.047 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00676

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) = 2870.047 mm^2 As(min) = 2100.000 mm^2

4/3×As(req) = 3826.729 mm^2 ※ As = 2870.047 mm^2

사용철근량 = H25 × 8ea = 4053.600 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 829182202 N · mm

= 829.182 kN · m > 596.672 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.390]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 465.564 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 358.998 × 1000000 / [4053.6×(600 - 158.321/3)]

= 161.839 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 4053.6/1000 + 7 × 4053.6/1000 × √[(1 + 2×1000×600/(7×4053.6)]

= 158.321 mm

사용철근량 = 4053.600 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H25 @ 125 (= 4053.6 mm^2)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 161.839) - 2.5 × 87.5 = 267.844 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 161.839) = 389.275 mm

Sa는 작은 값인 267.844 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 267.844 mm) ------ ∴ O.K.

⑤ 벽체 내측인장부

* 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	96.459
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	600.0	500.0	100.0	337.145	191.384

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 500.0 d1' = 100.0 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 = 0.850 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 = 1931.553 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) = 1931.553 mm^2 As(min) = 1750.000 mm^2

4/3×As(req) = 2575.404 mm^2 ※ As = 1931.553 mm^2

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

ⓑ 휨강도 검토

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

= 397.727 kN · m > 337.145 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.180]

* 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)]

= 96.459 × 1000000 / [2292×(500 - 111.633/3)]

= 90.938 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

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

= 111.633 mm

사용철근량 = 2292.000 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H19 @ 125 (= 2292 mm^2)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 90.938) - 2.5 × 90.5 = 639.724 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 90.938) = 692.780 mm

Sa는 작은 값인 639.724 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 639.724 mm) ----- ∴ O.K.

⑤ 벽체 상단부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	535.08	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	317.48	(kN·m)	
설계전단력	:	Vu	=	74.27	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	195.91	(kN.m)	
부 재 높 이	:	H	=	733.3	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30 MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85
유효높이(휨)	:	d	=	633.3	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.85	,	e	=	593.32 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

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

Σ = 22.920 cm^2

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

Pmin (0.0015) < Puse (0.0063) < Pmax (0.0800) ———— O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 733.33 x 1000.00 = 18700000.000 N

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

Xp = (18700000.00 x 366.7 + 916800.0 x 100.0 + 916800.0 x 633.3) / 20533600.000

= 366.667 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 380.000 mm, ab = k1 x cb = 323.000 mm

fs' = 600 x (380.000 - 100.0) / 380.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 323.000 x 1000 = 8236500.000 N

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

Ts = As x fs = 916800.000 N

Pb = 8236500.000 + 854916.000 - 916800.000 = 8174616.000 N

Mb = 8236500.000x(633.3-323.000/2)+854916.000x(633.3-100.0)-8174616.000x(366.667-100.0)

= 2162312850.000 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 264.516 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 121.025 mm , a = k1 x c = 102.871 mm 사용

fs = 600 x (633.333 - 121.025) / 121.025 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (121.025 - 100.000) / 121.025 = 104.2334 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 102.871 x 1000 = 2623210.373 N

Cs = 2292.000 x (104.233 - 0.85 x 30) = 180457.029 N

Ts = 2292.000 x 400.000 = 916800.000 N

Pn = 2623210.373 + 180457.029 - 916800.000 = 1886867.402 N

Mn' = 2623210.373 x (633.3 - 102.871 / 2) + 180457.029 x (633.3 - 100.0)

= 1622684187.609 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 859.987950 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 16333366.400 N ≥ Pn = 1886867.402

ΦPn = 1320807.181 < ΦPb = 5722231.200 , 0.1 x fck x Ag = 2200000.000

∴ Φ = 0.760

ΦPn = 0.76 x 1886867.402 = 1434.019 kN ≥ Pu = 535.085 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 593.321 = 850.834 kN.m ≥ Mu = 317.477 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 408190.625 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 195.911 × 1000000 / [2292×(633.333333333333 - 127.413/3)]

= 144.663 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 2292/1000 + 7 \times 2292/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 633.333333333333/(7 \times 2292)]}$

= 127.413 mm

사용철근량 = 2292.000 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 144.663) - 2.5 × 90.5 = 318.117 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 144.663) = 435.494 mm

Sa는 작은 값인 318.117 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 318.117 mm) ------ ∴ O.K.

⑥ 벽체 상단부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	525.68	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	384.57	(kN · m)	
설계전단력	:	Vu	=	80.34	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	240.35	(kN.m)	
부 재 높 이	:	H	=	733.3	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30 MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85
유효높이(휨)	:	d	=	633.3	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.85	,	e	=	731.56 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

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

Σ = 22.920 cm^2

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

Pmin (0.0015) < Puse (0.0063) < Pmax (0.0800) ———— O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 733.33 x 1000.00 = 18700000.000 N

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

Xp = (18700000.00 x 366.7 + 916800.0 x 100.0 + 916800.0 x 633.3) / 20533600.000

= 366.667 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 380.000 mm, ab = k1 x cb = 323.000 mm

fs' = 600 x (380.000 - 100.0) / 380.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 323.000 x 1000 = 8236500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 858354.000 N

Ts = As x fs = 916800.000 N

Pb = 8236500.000 + 858354.000 - 916800.000 = 8178054.000 N

Mb = 8236500.000x(633.3-323.000/2)+858354.000x(633.3-100.0)-8178054.000x(366.667-100.0)

= 2163229650.000 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 264.516 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 103.719 mm , a = k1 x c = 88.161 mm 사용

fs = 600 x (633.333 - 103.719) / 103.719 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (103.719 - 100.000) / 103.719 = 21.51278 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 88.161 x 1000 = 2248104.990 N

Cs = 2292.000 x (21.513 - 0.85 x 30) = (9138.702) N

Ts = 2292.000 x 400.000 = 916800.000 N

Pn = 2248104.990 + -9138.702 - 916800.000 = 1322166.288 N

Mn' = 2248104.990 x (633.3 - 88.161 / 2) + -9138.702 x (633.3 - 100.0)

= 1319828282.968 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.000 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 998.231575 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 16333366.400 N ≥ Pn = 1322166.288

ΦPn = 925516.401 < ΦPb = 5724637.800 , 0.1 x fck x Ag = 2200000.000

∴ Φ = 0.780

ΦPn = 0.78 x 1322166.288 = 1031.290 kN ≥ Pu = 525.677 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 731.565 = 754.455 kN.m ≥ Mu = 384.567 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 407835.103 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 240.354 \times 1000000 / [2292 \times (633.333333333333 - 127.413/3)]$

= 177.481 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 2292/1000 + 7 \times 2292/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 633.333333333333/(7 \times 2292)]}$

= 127.413 mm

사용철근량 = 2292.000 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H19 @ 125 (= 2292 mm^2)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 177.481) - 2.5 × 90.5 = 217.461 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 177.481) = 354.969 mm

Sa는 작은 값인 217.461 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 217.461 mm) ----- ∴ O.K.

⑦ 벽체 중앙부 - Pmax 일 경우 (외측)

설계축력	:	Pu	=	595.77	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	185.87	(kN·m)	
설계전단력	:	Vu	=	136.38	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	96.46	(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	=	0.85	,	e	=	311.99 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

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

Σ = 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) ---------- O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 600.00 x 1000.00 = 15300000.000 N

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

Xp = (15300000.00 x 300.0 + 916800.0 x 100.0 + 916800.0 x 500.0) / 17133600.000

= 300.000 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 255.000 mm

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

Cc = 0.85 x 30 x 255.000 x 1000 = 6502500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 858354.000 N

Ts = As x fs = 916800.000 N

Pb = 6502500.000 + 858354.000 - 916800.000 = 6444054.000 N

Mb = 6502500.000x(500.0-255.000/2)+858354.000x(500.0-100.0)-6444054.000x(300.000-100.0)

= 1476712050.000 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 229.159 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 194.992 mm , a = k1 x c = 165.743 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 194.992) / 194.992 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (194.992 - 100.000) / 194.992 = 292.2948 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 165.743 x 1000 = 4226447.265 N

Cs = 2292.000 x (292.295 - 0.85 x 30) = 611493.574 N

Ts = 2292.000 x 400.000 = 916800.000 N

Pn = 4226447.265 + 611493.574 - 916800.000 = 3921140.839 N

Mn' = 4226447.265 x (500.0 - 165.743 / 2) + 611493.574 x (500.0 - 100.0)

= 2007568974.047 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 511.985033 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 13613366.400 N ≥ Pn = 3921140.839

ΦPn = 2744798.587 > ΦPb = 4510837.800 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 3921140.839 = 2744.799 kN ≥ Pu = 595.766 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 311.985 = 856.336 kN.m ≥ Mu = 185.870 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 415486.761 N

여기서 , Vu < 1/2φVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 96.459 × 1000000 / [2292×(500 - 111.633/3)]

= 90.938 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 2292/1000 + 7 \times 2292/1000 \times \sqrt{[(1 + 2\times1000\times500/(7\times2292)]}$

= 111.633 mm

사용철근량 = 2292.000 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H19 @ 125 (= 2292 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 90.938) - 2.5 × 90.5 = 639.724 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 90.938) = 692.780 mm

Sa는 작은 값인 639.724 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 639.724 mm) ------ ∴ O.K.

⑧ 벽체 중앙부 - Mmax 일 경우 (외측)

설계축력	:	Pu	=	575.54	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	205.92	(kN·m)	
설계전단력	:	Vu	=	60.43	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	109.76	(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	=	0.85	,	e	=	357.78 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

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

Σ = 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) ———— O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 600.00 x 1000.00 = 15300000.000 N

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

Xp = (15300000.00 x 300.0 + 916800.0 x 100.0 + 916800.0 x 500.0) / 17133600.000

= 300.000 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 255.000 mm

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

Cc = 0.85 x 30 x 255.000 x 1000 = 6502500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 858354.000 N

Ts = As x fs = 916800.000 N

Pb = 6502500.000 + 858354.000 - 916800.000 = 6444054.000 N

Mb = 6502500.000x(500.0-255.000/2)+858354.000x(500.0-100.0)-6444054.000x(300.000-100.0)

= 1476712050.000 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 229.159 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 160.597 mm , a = k1 x c = 136.507 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 160.597) / 160.597 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (160.597 - 100.000) / 160.597 = 226.3938 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 136.507 x 1000 = 3480937.807 N

Cs = 2292.000 x (226.394 - 0.85 x 30) = 460448.555 N

Ts = 2292.000 x 400.000 = 916800.000 N

Pn = 3480937.807 + 460448.555 - 916800.000 = 3024586.362 N

Mn' = 3480937.807 x (500.0 - 136.507 / 2) + 460448.555 x (500.0 - 100.0)

= 1687061501.636 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 557.781711 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 13613366.400 N ≥ Pn = 3024586.362

ΦPn = 2117210.453 > ΦPb = 4510837.800 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.70 x 3024586.362 = 2117.210 kN ≥ Pu = 575.539 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 357.782 = 757.499 kN.m ≥ Mu = 205.917 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 414552.529 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 109.758 \times 1000000 / [2292 \times (500 - 111.633/3)]$

= 103.476 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 mm

사용철근량 = 2292.000 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H19 @ 125 (= 2292 mm^2)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 103.476) - 2.5 × 90.5 = 534.795 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 103.476) = 608.836 mm

Sa는 작은 값인 534.795 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 534.795 mm) ------ ∴ O.K.

⑨ 벽체 하단부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	651.51	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	386.44	(kN · m)	
설계전단력	:	Vu	=	292.91	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	231.76	(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	=	0.85	,	e	=	593.15 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 30.968 cm^2

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

Pmin (0.0015) < Puse (0.0090) < Pmax (0.0800) ———— O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 600.00 x 1000.00 = 15300000.000 N

Cs = As x fy = 1238720.00 N , Cs' = Asf x fy = 916800.000 N

Xp = (15300000.00 x 300.0 + 1238720.0 x 100.0 + 916800.0 x 500.0) / 17455520.000

= 296.312 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 255.000 mm

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

Cc = 0.85 x 30 x 255.000 x 1000 = 6502500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 858354.000 N

Ts = As x fs = 1238720.000 N

Pb = 6502500.000 + 858354.000 - 1238720.000 = 6122134.000 N

Mb = 6502500.000x(500.0-255.000/2)+858354.000x(500.0-100.0)-6122134.000x(296.312-100.0)

= 1563677300.828 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 255.414 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 122.128 mm , a = k1 x c = 103.809 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 122.128) / 122.128 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (122.128 - 100.000) / 122.128 = 108.7122 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 103.809 x 1000 = 2647124.400 N

Cs = 2292.000 x (108.712 - 0.85 x 30) = 190722.296 N

Ts = 3096.800 x 400.000 = 1238720.000 N

Pn = 2647124.400 + 190722.296 - 1238720.000 = 1599126.696 N

Mn' = 2647124.400 x (500.0 - 103.809 / 2) + 190722.296 x (500.0 - 100.0)

= 1262453714.516 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 789.463773 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 13854484.480 N ≥ Pn = 1599126.696

ΦPn = 1119388.687 < ΦPb = 4285493.800 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = 0.760

ΦPn = 0.76 x 1599126.696 = 1215.336 kN ≥ Pu = 651.509 kN ------- O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 593.152 = 720.879 kN.m ≥ Mu = 386.444 kN.m ------- O.K!!!

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 418061.331 N

여기서 , $1/2\phi Vc < Vu \leq \phi Vc$ 이므로 최소 전단 철근 필요

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

- 배근할 스터럽 : H 16 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 3.972 ㎠ O.K !!!

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 231.76 \times 1000000 / [3096.8 \times (500 - 127.143/3)]$

= 163.539 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 3096.8/1000 + 7 \times 3096.8/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 500/(7 \times 3096.8)]}$

= 127.143 mm

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 163.539) - 2.5 × 89 = 259.037 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 163.539) = 385.229 mm

Sa는 작은 값인 259.037 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 259.037 mm) ----- ∴ O.K.

⑩ 벽체 하단부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	651.51	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	441.99	(kN · m)	
설계전단력	:	Vu	=	332.87	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	276.24	(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	=	0.85	,	e	=	678.41 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 30.968 cm^2

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

Pmin (0.0015) < Puse (0.0090) < Pmax (0.0800) ———— O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 600.00 x 1000.00 = 15300000.000 N

Cs = As x fy = 1238720.00 N , Cs' = Asf x fy = 916800.000 N

Xp = (15300000.00 x 300.0 + 1238720.0 x 100.0 + 916800.0 x 500.0) / 17455520.000

= 296.312 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 255.000 mm

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

Cc = 0.85 x 30 x 255.000 x 1000 = 6502500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 858354.000 N

Ts = As x fs = 1238720.000 N

Pb = 6502500.000 + 858354.000 - 1238720.000 = 6122134.000 N

Mb = 6502500.000x(500.0-255.000/2)+858354.000x(500.0-100.0)-6122134.000x(296.312-100.0)

= 1563677300.828 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 255.414 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 113.049 mm , a = k1 x c = 96.092 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 113.049) / 113.049 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (113.049 - 100.000) / 113.049 = 69.2573 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 96.092 x 1000 = 2450339.893 N

Cs = 2292.000 x (69.257 - 0.85 x 30) = 100291.742 N

Ts = 3096.800 x 400.000 = 1238720.000 N

Pn = 2450339.893 + 100291.742 - 1238720.000 = 1311911.634 N

Mn' = 2450339.893 x (500.0 - 96.092 / 2) + 100291.742 x (500.0 - 100.0)

= 1147557905.921 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 874.720965 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 13854484.480 N ≥ Pn = 1311911.634

ΦPn = 918338.144 < ΦPb = 4285493.800 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = 0.770

ΦPn = 0.77 x 1311911.634 = 1010.172 kN ≥ Pu = 651.508 kN ------ O.K!!!

ΦMn = ΦPn x 678.409 = 685.310 kN.m ≥ Mu = 441.989 kN.m ------ O.K!!!

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 418061.289 N

여기서 , $1/2\phi Vc < Vu \leq \phi Vc$ 이므로 최소 전단 철근 필요

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

- 배근할 스터럽 : H 16 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 3.972 ㎠ O.K !!!

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 276.243 \times 1000000 / [3096.8 \times (500 - 127.143/3)]$

= 194.928 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 3096.8/1000 + 7 \times 3096.8/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 500/(7 \times 3096.8)]}$

= 127.143 mm

사용철근량 = 3096.800 ㎟ (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 194.928) - 2.5 × 89 = 181.495 mm

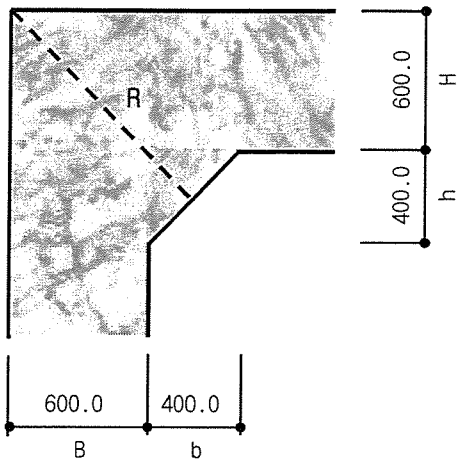
300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 194.928) = 323.196 mm

Sa는 작은 값인 181.495 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 181.495 mm) ----- ∴ O.K.

13. 우각부 검토

1) 상부 슬래브 외측인장시 절점부 보강



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(fsa) : 180.0 MPa

사용 모멘트 Mo : 195.47 kN·m

$R = \sqrt{2} \times b / (b+h) \times [B + h + (H \times h/b)]$

$= 1131.37$ mm

① 보강철근 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 195467500}{1131.37^2 \times 1000.0} = 0.764 \text{ MPa}$$

f_{tmax} = 0.764 MPa > f_{ta} = 0.712 MPa 이므로 보강철근 필요.

② 소요 철근량

외측인장에 대한 보강 필요철근량(Asf)

$$Asf = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 195467500}{1131.37 \times 180.0} = 1919.67 \text{ ㎟}$$

▶ 보강 As = Asf - 주철근사용 As = 1919.67 - 1146 = 773.67 ㎟

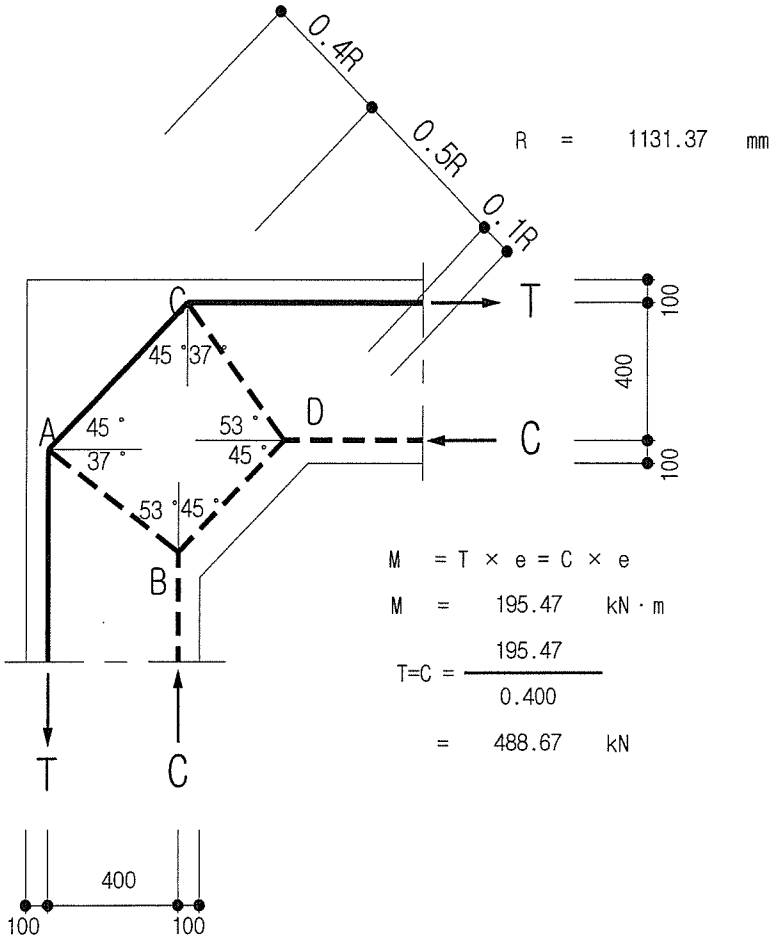
----- 우각부 보강철근 필요

외측인장에 대한 보강 사용철근량(As)

As = H16 @ 250 - 1 단 = 794.40 ㎟

보강 As = 773.67 ㎟ < As = 794.40 ㎟ ------ ∴ O.K.

③ Strut-Tie 모델을 이용한 해석



▷ Strut-Tie의 단면력 산정

절점 A SIN 45 × AC 부재 - SIN 37 × AB 부재 = 488.67 kN ----- ⓐ

COS 45 × AC 부재 + COS 37 × AB 부재 = 0.00 kN ----- ⓑ

ⓐ와 ⓑ식에 의하여

AC 부재 = 394.10 kN (인장부재)

AB 부재 = -348.94 kN (압축부재)

절점 B SIN 45 × BD 부재 + SIN 53 × AB 부재 = 0.00 kN

BD 부재 = -394.10 kN (압축부재)

▷ Strut-Tie의 보강철근 검토

$$\text{필요 As} = \frac{T}{\Phi \cdot Fy} = \frac{394.10 \times 1000}{0.9 \times 400.0} = 1094.73 \ \text{㎟}$$

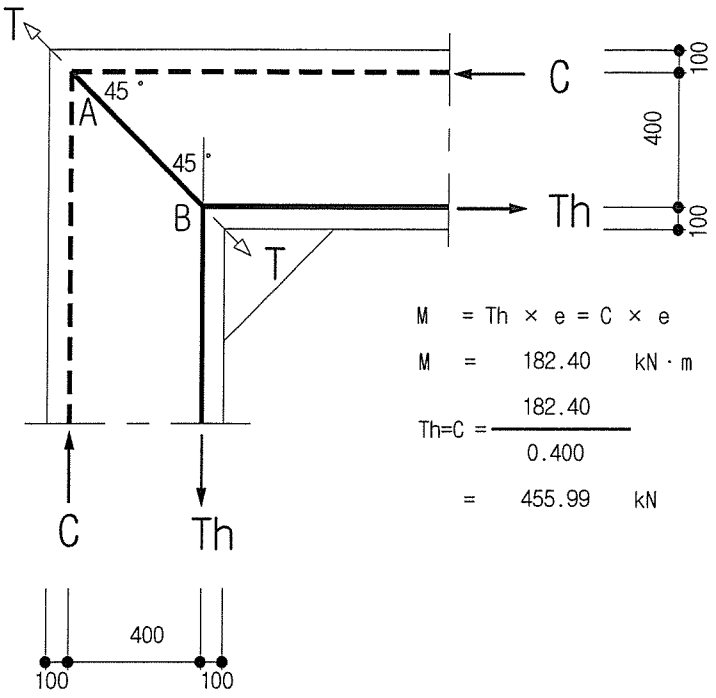
사용 As = H16 @ 250 - 1 단 = 794.40 ㎟

주철근사용 As/2 = 1146.00 ㎟

= 1940.40 ㎟ > As req --- ∴ O.K.

2) 상부 슬래브 내측인장시 절점부 보강

- 내측인장



$M = Th \times e = C \times e$

$M = 182.40 \quad kN \cdot m$

$Th=C = \dfrac{182.40}{0.400}$

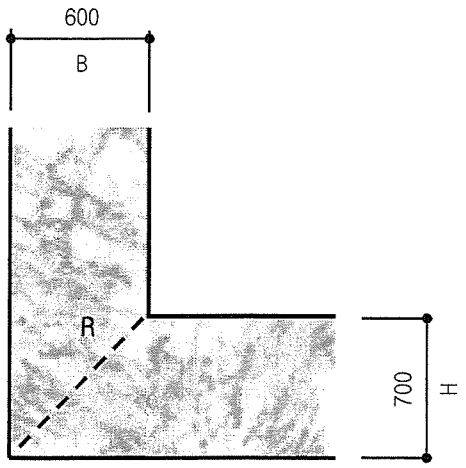
$= 455.99 \quad kN$

$T = \sqrt{2} \cdot Th = 644.867 \quad kN$

$$\text{필요 As} = \frac{T}{\Phi \cdot Fy} = \frac{644.87 \times 1000}{0.9 \times 400.0} = 1791.30 \quad mm^2$$

사용 As = H19 @ 250 - 2EA = 2292.00 mm^2 > As req —— ∴ O.K.

3) 하부 슬래브 외측인장시 절점부 보강



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(fsa) : 180.0 MPa

사용 모멘트 Mo : 284.91 kN·m

$R = \sqrt{(B2 + H2)} = 921.95$ mm

① 보강철근 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 284907300}{921.95^2 \times 1000.0} = 1.676 \text{ MPa}$$

f_{tmax} = 1.676 MPa > f_{ta} = 0.712 MPa 이므로 보강철근 필요.

② 소요 철근량

외측인장에 대한 보강 필요철근량(Asf)

$$Asf = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 284907300}{921.95 \times 180.0} = 3433.62 \text{ ㎟}$$

▶ 보강 As = Asf - 주철근사용 As = 3433.62 - 1548.4 = 1885.22 ㎟

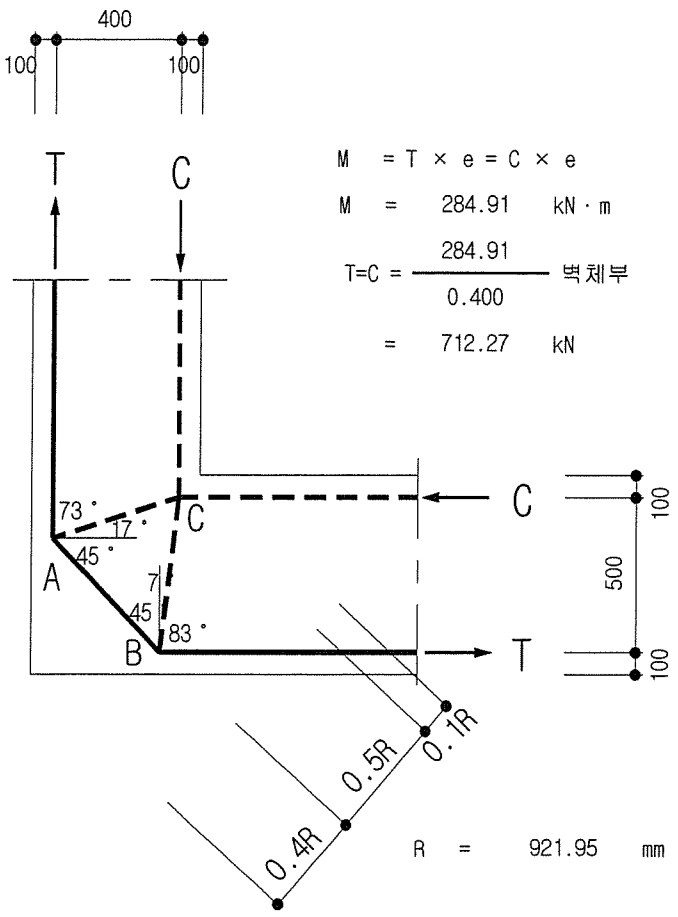
------ 우각부 보강철근 필요

외측인장에 대한 보강 사용철근량(As)

As = H25 @ 250 - 1 단 = 2026.80 ㎟

Asf = 1885.22 ㎟ < As = 2026.80 ㎟ ------ ∴ O.K.

③ Strut-Tie 모델을 이용한 해석



M = T × e = C × e

M = 284.91 kN · m

T=C = 284.91 / 0.400 = 712.27 kN 벽체부

T=C = 284.91 / 0.500 = 569.81 kN 하부슬래브

R = 921.95 mm

▷ Strut-Tie의 단면력 산정

절점 A COS 73 × AC 부재 − SIN 45 × AB 부재 = −712.27 kN ----- ⓐ

COS 17 × AC 부재 + COS 45 × AB 부재 = 0.00 kN ----- ⓑ

ⓐ와 ⓑ식에 의하여

AB 부재 = 771.45 kN (인장부재)

AC 부재 = −570.42 kN (압축부재)

절점 B COS 45 × AB 부재 + COS 7 × BC 부재 = 0.00 kN

BC 부재 = −549.59 kN (압축부재)

▷ Strut-Tie의 보강철근 검토

필요 As = T / Φ. Fy = 771.45 × 1000 / 0.9 × 400 = 2142.90 ㎟

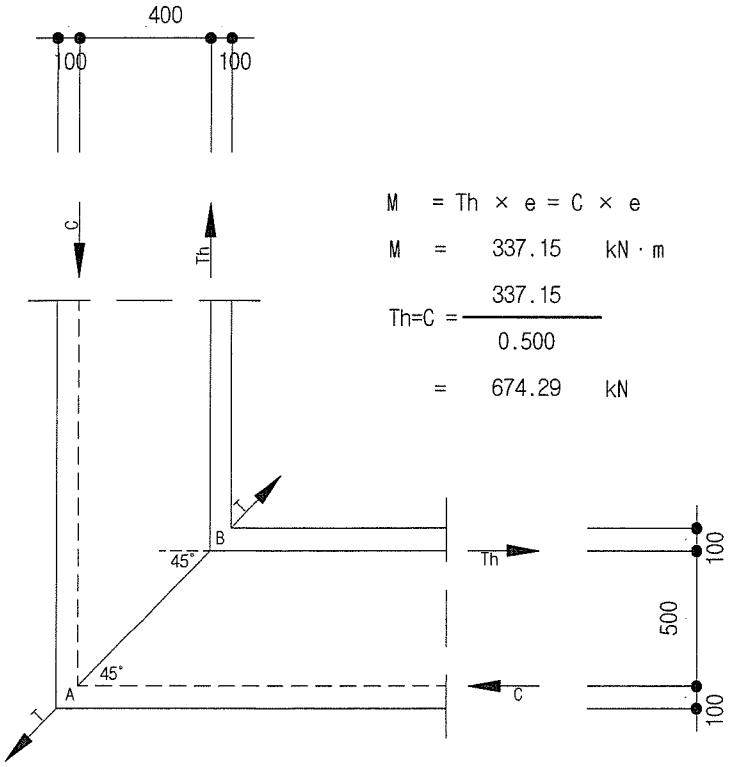
사용 As = H25 @ 250 − 1 단 = 2026.80 ㎟

주철근사용 As/2 = 1548.40 ㎟

Σ = 3575.20 ㎟ > As req --- ∴ O.K.

4) 하부 슬래브 내측인장시 절점부 보강

- 내측인장



$$M = Th \times e = C \times e$$

$$M = 337.15 \quad kN \cdot m$$

$$Th = C = \frac{337.15}{0.500}$$

$$= 674.29 \quad kN$$

$$T = \sqrt{2} \cdot Th = 953.591 \quad kN$$

$$\text{필요 As} = \frac{T}{\Phi \cdot Fy} = \frac{953.59 \times 1000}{0.9 \times 400.0} = 2648.86 \quad mm^2$$

사용 As = H22 @ 250 - 2EA = 3096.80 mm^2 > As req ---- ∴ O.K.

14. 배력철근 검토

1) 구조상세 - 철도설계기준(노반편) p.5-18

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 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 주철근 단면의 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	@	150	=	1324.00	㎟
					∑ As =	2648.00	㎟

주철근 단면의 1/5 = 619.360 ㎟

따라서, As = 2648.00 ㎟ > Asreq = 1500.00 ㎟ ------ ∴ O.K.

② 하부슬래브

배력철근 최소 철근비 (Asreq)	= 1,000.0 × 700.0 × 0.25			=	1750.00	㎟	
사용철근 인장측 ;	H	16	@	150	=	1324.00	㎟
압축측 ;	H	16	@	150	=	1324.00	㎟
					∑ As =	2648.00	㎟

주철근 단면의 1/5 = 810.720 ㎟

따라서, As = 2648.00 ㎟ > Asreq = 1750.00 ㎟ ------ ∴ 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	@	150	=	1324.00	㎟
					∑ As =	2648.00	㎟

주철근 단면의 1/5 = 619.360 ㎟

따라서, As = 2648.00 ㎟ > Asreq = 1800.00 ㎟ ------ ∴ O.K.

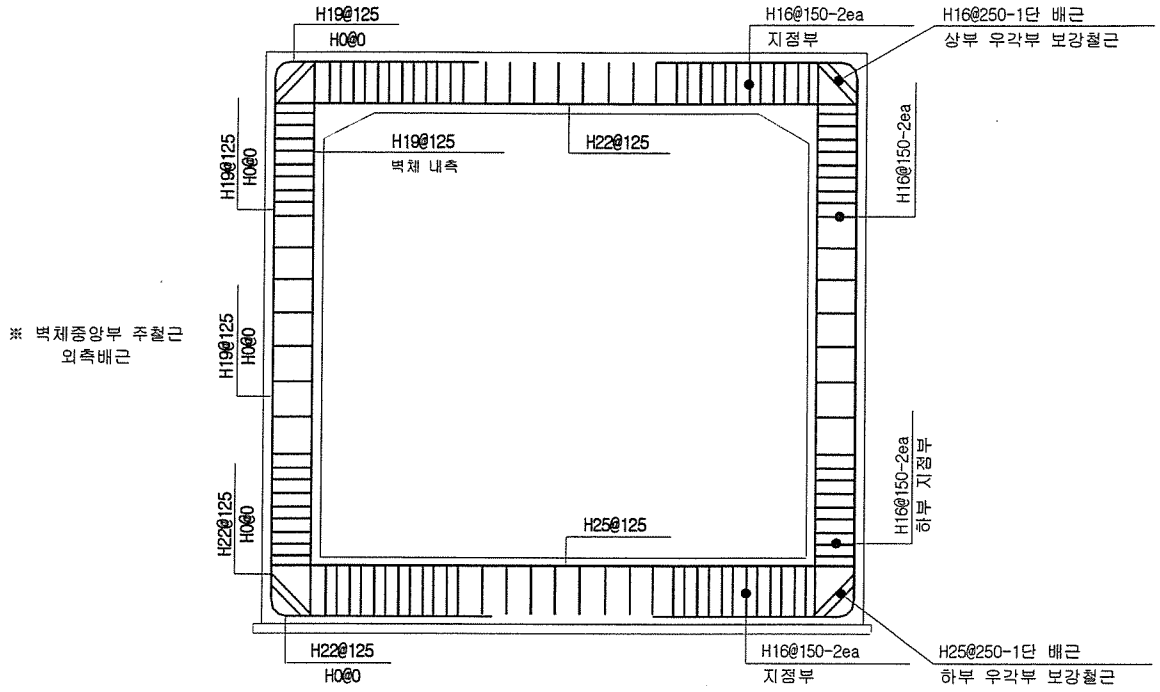
15. 기초지지력 검토

1) 지지력검토 (지반 보고서 참조)

지반스프링 최대반력 : **114.147** kN

Qmax = 114.147 / 0.839 = 136.065 kN/m^2 < 250.00 kN/m^2 --- ∴ O.K.

16. 주철근 조립도



▶ **배력철근**

- 상부 지점부 : H16, 인장측:150, 압축측:150
- 하부 지점부 : H16, 인장측:150, 압축측:150
- 벽체부 : H16, 인장측:150, 압축측:150

B(함) 5.8 X 5.7 - 파전

- 5.8 x 5.7 x 1
- 토피 = 4.150m

1. 설 계 조 건
2. 단 면 가 정
3. 해석모델 및 단면제원
4. 강역설정
5. 하중산정
6. 하중재하도
8. INPUT DATA
9. OUPUT DATA
10. 단면력 요약
10. 단면력도
12. 단면검토
12. 우각부 검토
13. 배력철근 검토
15. 기초지지력 검토
16. 주철근 조립도

1. 설계 조건

1) 구조물명 : 3 (함) 과전

2) 구조형식 : 철근 콘크리트 구조

3) 설계하중 : KRL-2012 표준열차하중

4) 재료중량

- 철근 콘크리트(γ_c)	=	24.5	kN/m^3
- 무근 콘크리트(γ_{con})	=	23.0	kN/m^3
- 자갈 도상(γg)	=	19.0	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) : 42.00 ° 연 장 (L) : 41.00 m

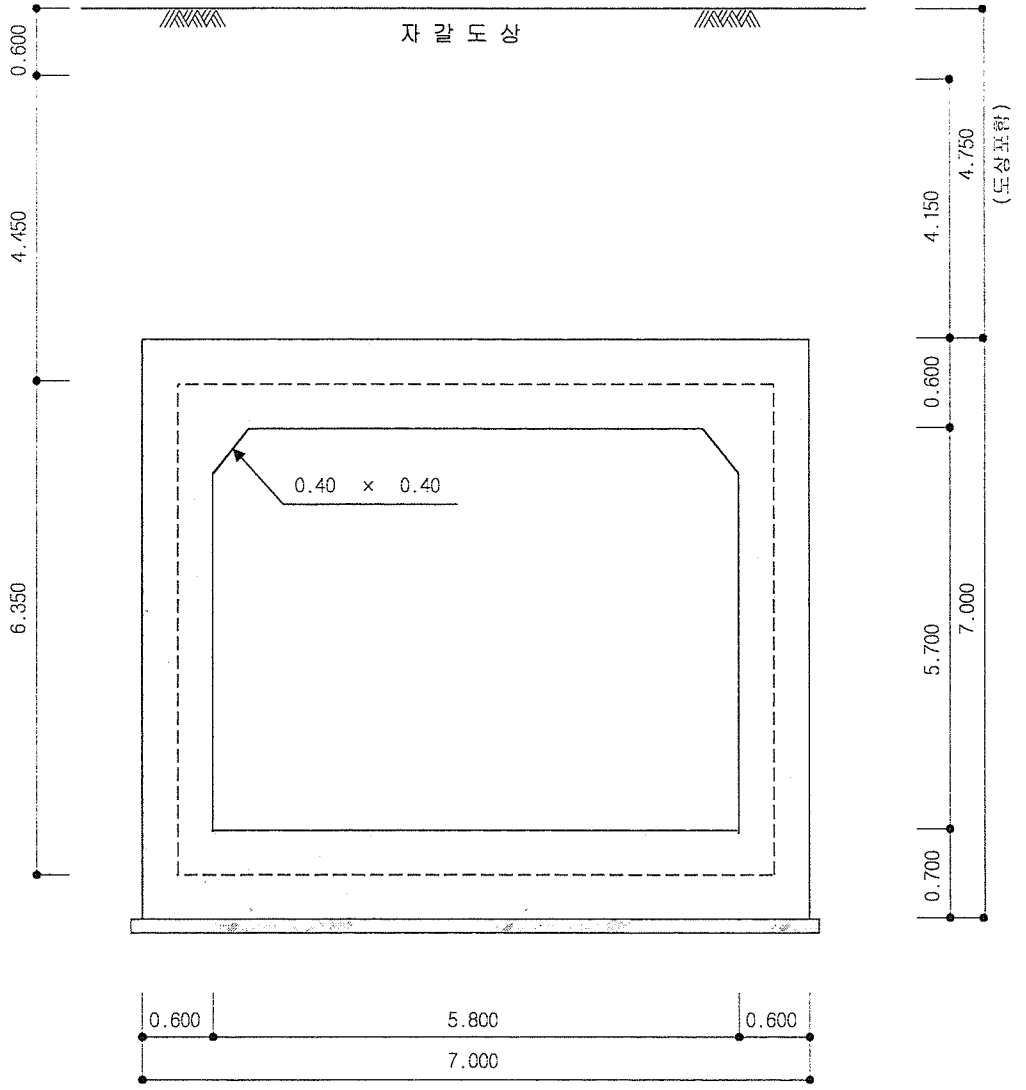
9) 설계방법

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

10) 참고문헌

- 철도설계기준(노반편), 국토해양부, 2011
- 철도설계기준(노반편) 개정(안), 2013
- 콘크리트 구조설계기준해설, 한국콘크리트 학회, 2012

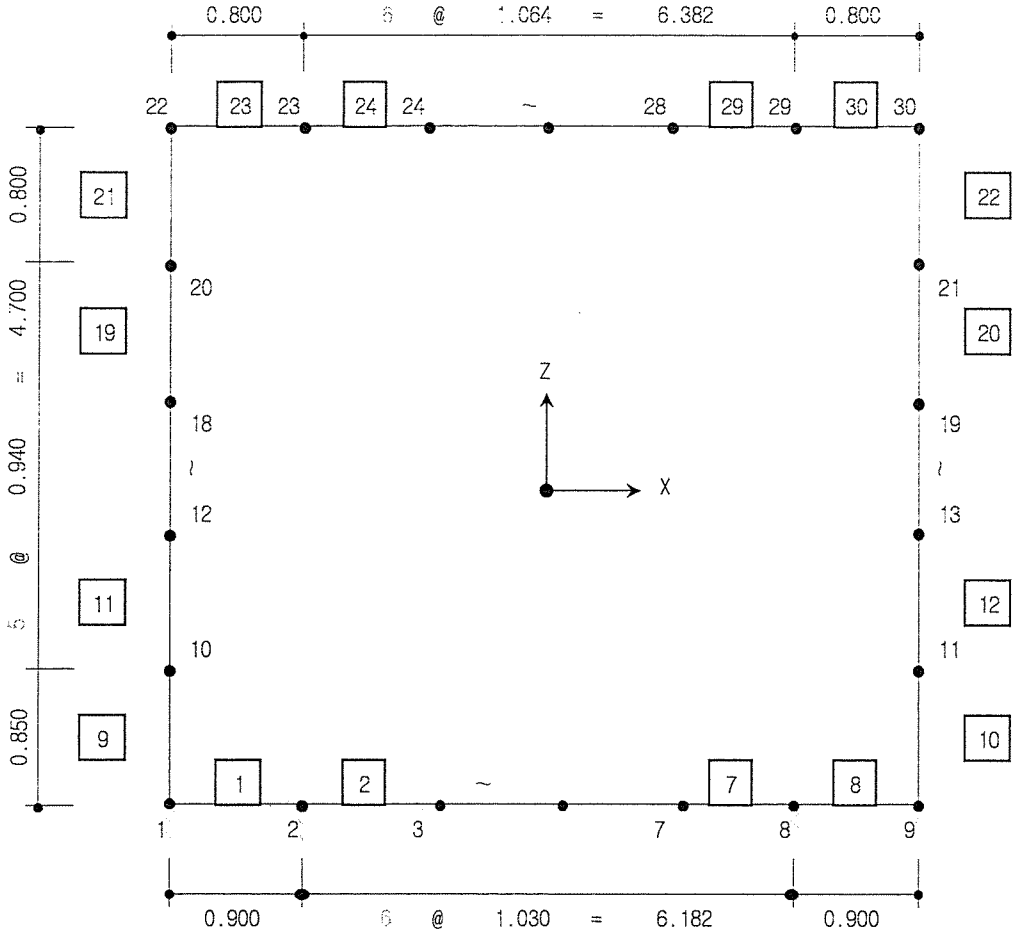
2. 단면 가정



※ 유효경간

Skew =	42.0	°					
Ln =	6.400	m					
Ls =	9.565	m					
Ls/B =	9.565	/	15.000	=	0.638	<	1.500
L =	7.982	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	7.982	0.000	1.790
2	0.900	0.000	0.000	14	0.000	0.000	2.730
3	1.930	0.000	0.000	15	7.982	0.000	2.730
4	2.961	0.000	0.000	16	0.000	0.000	3.670
5	3.991	0.000	0.000	17	7.982	0.000	3.670
6	5.021	0.000	0.000	18	0.000	0.000	4.610
7	6.052	0.000	0.000	19	7.982	0.000	4.610
8	7.082	0.000	0.000	20	0.000	0.000	5.550
9	7.982	0.000	0.000	21	7.982	0.000	5.550
10	0.000	0.000	0.850	22	0.000	0.000	5.350
11	7.982	0.000	0.850	23	0.900	0.000	5.350
12	0.000	0.000	1.790	24	1.804	0.000	6.350

Joint	좌 표			Joint	좌 표		
	X	Y	Z		X	Y	Z
25	2.927	0.000	6.350	28	6.118	0.000	6.350
26	3.991	0.000	6.350	29	7.152	0.000	6.350
27	5.055	0.000	6.350	30	7.982	0.000	6.350

2) 경계 조건

① 상시

joint	spring계수 (kN/m²)		joint	spring계수 (kN/m²)	
	z방향(수직)	x방향(수평)		z방향(수직)	x방향(수평)
1 , 9	8963		3 ~ 7	12313	
2 , 8	11534				

② 내진시

- 붕괴방지수준

joint	spring계수 (kN/m²)		joint	spring계수 (kN/m²)	
	x방향(수평)	z방향(수직)		x방향(수평)	z방향(수직)
1	29678	27795	17	27854	9284
2	8639	25918	18	27854	9284
3 ~ 7	9223	27668	19	27854	9284
8	8639	25918	20	25780	8593
9	29678	27795	21	25780	8593
10	26521	8840	22	27008	25711
11	40046	13349	23	8341	25023
12	27854	9284	24~28	9521	28563
13	27854	9284	29	8341	25023
14	27854	9284	30	27008	25711
15	27854	9284			
16	27854	9284			

3) 단면제원

Element	두께	폭	비 고
23 ~ 30	0.600	1.000	상부슬래브
1 ~ 6	0.700	1.000	하부슬래브
9 ~ 22	0.600	1.000	벽 체

4. 강역설정

(1) 강역설정기준(콘크리트구조설계기준 2012)

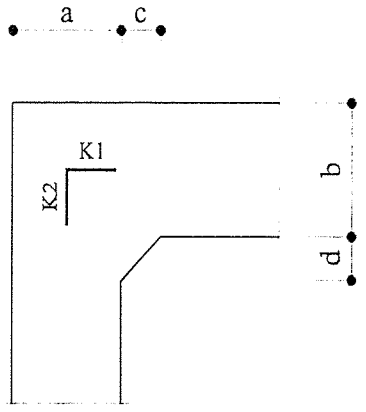
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

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

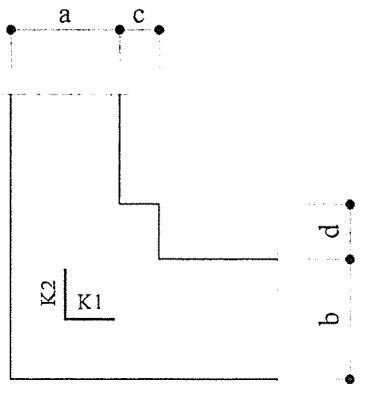
(2) 강역설정

- 절점 22 , 30



a =	600	mm	c =	400	mm
b =	600	mm	d =	400	mm
K1 =	400	mm	K2 =	400	mm

- 절점 1 , 9

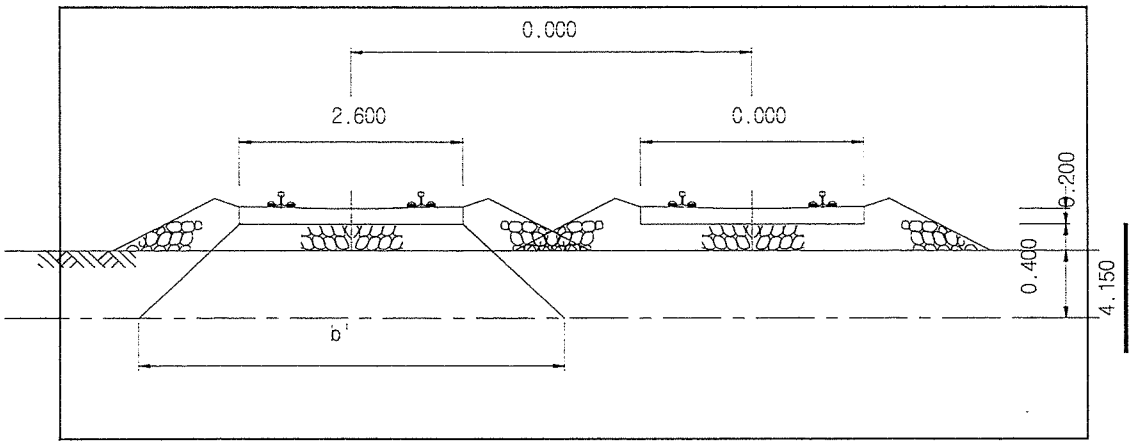


a =	600	mm	c =	0	mm
b =	700	mm	d =	0	mm
K1 =	125	mm	K2 =	200	mm

5. 하중산정

5.1 상시

1) 고정하중(지하수 無)



① 하중 분포폭 산정 (b')

He ≥ 0.5 m : c + b + (d + He)

여기서, h : 시공기면에서의 토피고(m : 4.150 m

c : 복선선로 중심간격(m) : 0.000 m

d : 침목하면의 도상두께(m) : 0.400 m

b : 침목길이(m) : 2.600 m

t : 침목두께(m) : 0.200 m

∴ b' = 0.000 + 2.600 + (0.400 + 4.150) = 7.15 m

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

③ 궤도 중량

- 레일 : 레일당 1.5kN/m를 적용

q_1 = 2 × 1.500 / 7.150 = 0.420 kN/㎡

- 침목 : 고속철도용 5.0kN/m

q_2 = 5.000 × 1 / 7.150 = 0.699 kN/㎡

= 1.119 kN/㎡

④ 도상 (q_2)

자갈 = 0.600 × 19.000 × 1.3 (보선작업 고려 30% 할증) = 14.820 kN/㎡

⑤ 복토하중 (q_3) = 20.000 × 4.150 = 83.000 kN/㎡

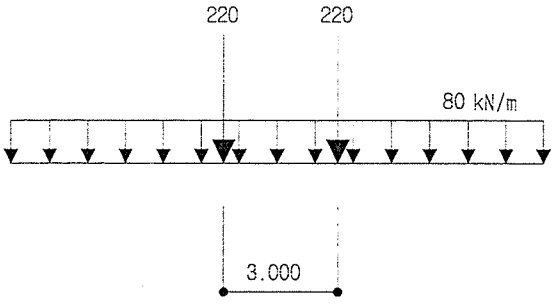
∴ 상부구조 작용하중 $q_1 + q_2 + q_3$ = 1.119 + 14.820 + 83.000 = 98.939 kN/㎡

∴ 하부구조 작용하중 c(콘크리트포장)

0.000 × 23.000 = 0.000 kN/㎡

2) 활하중

KRL-2012 표준열차하중 적용



① 활하중 산정

$$W_{L1} = \frac{P}{a \times b'} = \frac{220}{3.000 \times 7.150} = 10.256 \quad kN/m^2$$

$$W_{L2} = \frac{w}{b'} = \frac{80}{7.150} = 11.189 \quad kN/m^2$$

$$\therefore WL = 21.445 \quad kN/m^2$$

② 충격계수

1) 단선 (i_0) (철도설계기준 노반편(2011) 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.

* 복선을 지지하는 부재의 충격은 두궤도의 전 충격으로 한다.

지 간 L (m) = 7.982 m

따라서 i_0 = 0.450 (보간법에 의하여 산정된 충격계수)

2) 구조물 상면의 복트높이에 따른 충격 계수

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

여기서, H ≤ 1.0 m 에서는 $i = i_0$

H ≥ 2.5 m 에서는 i = 0

따라서, 본 구조물의 H = 4.750 m i = 0.000

W_L = 21.445 × (1 + 0.000) = 21.445 kN/m²

③ 활하중에 의한 측압 (충격비고려)

W_{LH} = 21.445 × 0.4 = 8.578 kN/m²

3) 토 압

- 지하수가 없는 경우 작용 토압

q_1 = 0.426 × (15.939 + 20.000 × 4.450) = 44.704 kN/m²

q_2 = 44.704 + 0.426 × (20.000 × 0.800) = 51.520 kN/m²

q_3 = 51.520 + 0.426 × (20.000 × 0.940) = 59.529 kN/m²

q_4 = 59.529 + 0.426 × (20.000 × 0.940) = 67.538 kN/m²

q_5 = 67.538 + 0.426 × (20.000 × 0.940) = 75.547 kN/m²

q_6 = 75.547 + 0.426 × (20.000 × 0.940) = 83.556 kN/m²

q_7 = 83.556 + 0.426 × (20.000 × 0.940) = 91.565 kN/m²

q_8 = 91.565 + 0.426 × (20.000 × 0.850) = 98.807 kN/m²

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

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

건조수축에 의한 온도하중은 시공중 발생하는 하중으로 단면이 모두 구속되었을 때 발생한다.

따라서, 고려되는 부분은 상부 슬래브타설시이므로 하중은 상부슬래브에만 재하시킨다.

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 4.75 m 이므로 장대레일 하중을 무시한다.

H_r = 0.000 × 2 / 7.150 = 0.000 kN/m²

7) 상시 지반반력 계수

지지 지반 N치 = 15

Ec = 2800 × N = 2800 × 15 = 42000

Kvo = 1 / 0.3 x α x Ec = 1 / 0.3 × 1 x 42000 = 140000

Bv = √ Av = √ (7.982 × 7.982) = 7.982

Kv = Kvo (Bv/0.3)^-3/4 = 11950 kN/m³

11950 × (0.600 / 2 + 0.900 / 2) = 8963 kN/m² - 저판 단부 스프링

11950 × (0.900 / 2 + 1.030 / 2) = 11534 kN/m² - 저판 전단검토위치

11950 × (1.030 / 2 + 1.030 / 2) = 12313 kN/m² - 저판 중앙부 스프링

5.2 지진시

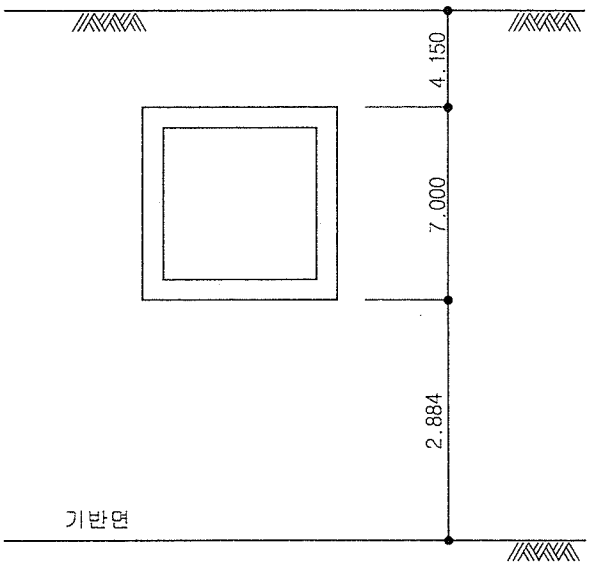
지진시 설계는 도시철도 내진설계기준 (국토해양부,2009)을 참고로하여 응답변위법으로 설계하였다.

5.2.1 붕괴방지수준

1) 개요

설계수준 : 붕괴방지수준 , 지진구역 : Ⅰ , 지반종류 : Sd

2) 지반고유특성치 산정



γ = 20 kN/m³

φ = 35 °

기반면의 심도 = 14.034 m

Hi	N치	초기전단탄성파	기능수행수준	붕괴방지수준	TG'(4Hi/Vsi)	T_S ($1.25T_{G'}$)	비 고
		Vo(m/sec)	V_{si}(m/sec)	V_{si}(m/sec)			
4.450	15	197.297	157.8	98.6	0.1804	0.2255	
0.800	15	197.297	157.8	98.6	0.0324	0.0405	
0.940	15	197.297	157.8	98.6	0.0381	0.0476	
0.940	15	197.297	157.8	98.6	0.0381	0.0476	
0.940	15	197.297	157.8	98.6	0.0381	0.0476	
0.940	15	197.297	157.8	98.6	0.0381	0.0476	
0.940	15	197.297	157.8	98.6	0.0381	0.0476	
0.850	15	197.297	157.8	98.6	0.0345	0.0431	
3.234	50	294.723	235.8	147.4	0.0878	0.1098	

※ 전단파속도의 구체적인 실험치가 없는 경우 다음과 같이 구한다.

점성토의 경우 $Vsi = 100\ Ni^{1/3}$ ($1 \le Ni \le 25$)

사질토의 경우 $Vsi = 80\ Ni^{1/3}$ ($1 \le Ni \le 50$)

$T_G' = \sum (4\ Hi / Vsi) =$ 0.526 sec

$T_G = 1.25\ T_G' =$ 0.657 sec

3) 진도결정

① 지진계수 Ca = 0.16

Cv = 0.23

지진계수 Ca,Cv값 (지하공동구 내진설계지침, 건설교통부, 2004)

지반종류	지진계수 Ca		지진계수 Cv	
	지진구역 I	지진구역 II	지진구역 I	지진구역 II
Sa	0.09	0.05	0.09	0.05
Sb	0.11	0.07	0.11	0.07
Sc	0.13	0.08	0.18	0.11
Sd	0.16	0.11	0.23	0.16
Se	0.22	0.17	0.37	0.23

② 지진구역계수 (지진구역 I) I = 0.11

③ 위험도계수 (내진성능등급 1 등급)

- 기능수행수준 (재현주기 100 년) 위험도계수 I = 0.57
- **붕괴방지수준** (재현주기 1000 년) 위험도계수 I = 1.40

④ 수평지진계수(Kh)

- 기반면의 설계수평지진계수(Kh')

  기능수행수준 Kh' = 0.11×I = 0.063

  붕괴방지수준 Kh' = 0.11×I = 0.154

- 지표면의 설계수평지진계수(Kh)

  기능수행수준 Kh = Ca×I = 0.091

  붕괴방지수준 Kh = Ca×I = 0.224

⑤ 수직진도(Kv)

: 지중구조물에서는 지진의 수직운동에 의한 영향이 상대적으로 적으므로 수직진도 고려하지 않음.

4) 지반의 변위진폭 산정

① 응답스펙트럼 산정

S_V(기반면에서의 속도응답 스펙트럼) = $T_G/(2\pi) \cdot S_A$

T_S = Cv /(2.5 · Ca) = 0.575 sec

T_0 = 0.2×T_S = 0.115 sec

- 기능수행수준의 응답스펙트럼 가속도 (재현기간 100년)

$0 \le T_G < T_0$: $S_A = \left[C_a + \left(\frac{2.5C_a - C_a}{T_0} T_G\right)\right] \cdot g \cdot I \cdot C_D$ = 5.711

$T_0 \le T_G < T_S$: S_A = 2.5 · Ca · g · I · C_D = 1.492

$T_G \ge T_S$: S_A = Cv/T_G · g · I · C_D = 0.858 / T_G

=> S_A = 1.306 m/sec^2 , S_V = 0.137 m/sec

- 붕괴방지수준의 응답스펙트럼(재현기간 1000년)

$0 \le T_G < T_C$: $S_A = \left[C_a + \left(\frac{2.5C_a - C_a}{T_C} T_G \right) \right] \cdot g \cdot I \cdot C_D = 14.026$

$T_C \le T_G < T_S$: $S_A = 2.5 \cdot Ca \cdot g \cdot I \cdot C_D = 3.664$

$T_G \ge T_S$: $S_A = Cv / T_G \cdot g \cdot I \cdot C_D = 1.466 \ / \ T_G$

=> S_A = 2.231 m/sec^2 , S_V = 0.233 m/sec

② 감쇠율에 대한 보정계수

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
C_D	0.800	0.667

③ 지진시 깊이별 지반변위(m)

U(z) = ag · cos(π · z / 2H), 여기서 ag = 0.2 · T · Sv · Kh

기반면의 깊이(H) = 14.034 m

깊이	지반변위(m)		상대변위(m)		비 고
(z)	기능수행수준	붕괴방지수준	기능수행수준	붕괴방지수준	
0.000	0.0066	0.0162	-	-	지표면
4.450	0.0058	0.0142	0.0035	0.0085	구체상판
5.250	0.0055	0.0135	0.0032	0.0077	
6.190	0.0051	0.0125	0.0027	0.0067	
7.130	0.0046	0.0113	0.0023	0.0056	
8.070	0.0041	0.0100	0.0017	0.0043	
9.010	0.0035	0.0086	0.0012	0.0029	
9.950	0.0029	0.0071	0.0006	0.0014	
10.800	0.0023	0.0057	0.0000	0.0000	구체저판
14.034	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	기반면

5) 지반반력계수 산정

(가) 상부슬래브 지반반력 계수

① 연직 지반반력계수

$Bv = \sqrt{Av} = \sqrt{(\ 7.982 \times 7.982\ )} = 7.982$

$E_D = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$$Kvo = \alpha \left[\frac{E_D}{0.3}\right] = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kv = 314586 \left[\frac{7.982}{0.3}\right]^{-0.75} = 26853 \quad kN/m^3$$

K1 = 26853 × 0.700 = 18797 kN/m^2 --- 상판 단부 스프링

K2 = 26853 × 0.932 = 25023 kN/m^3 --- 상판 전단검토위치 스프링

K3 = 26853 × 1.064 = 28563 kN/m^2 --- 상판 중앙부 스프링

② 전단 지반반력계수

$$Kvs = \lambda Kv = \frac{1}{3.0} \times 26853 = 8951 \quad kN/m^3$$

K1 = 8951 × 0.700 = 6266 kN/m^2 --- 상판 단부 전단스프링

K2 = 8951 × 0.932 = 8341 kN/m^3 --- 상판 전단검토위치 전단스프링

K2 = 8951 × 1.064 = 9521 kN/m^2 --- 상판 중앙부 전단스프링

(나) 하부슬래브 지반반력 계수

① 연직 지반반력계수

$$Kv = Kvo \left[\frac{Bv}{0.3}\right]^{-0.75}$$

$E_D = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$$Kvo = \alpha \left[\frac{E_D}{0.3}\right] = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kv = 314586 \left[\frac{7.982}{0.3}\right]^{-0.75} = 26853 \quad kN/m^3$$

K1 = 26853 × 0.750 = 20140 kN/m^2 --- 저판 단부 스프링

K2 = 26853 × 0.965 = 25918 kN/m^3 --- 저판 전단검토위치 스프링

K3 = 26853 × 1.030 = 27668 kN/m^2 --- 저판 중앙부 스프링

② 전단 지반반력계수

$$Kvs = \lambda Kv = \frac{1}{3.0} \times 26853 = 8951 \quad kN/m^3$$

K1 = 8951 × 0.750 = 6713 kN/m^2 --- 저판 단부 전단스프링

K2 = 8951 × 0.965 = 8639 kN/m^3 --- 저판 전단검토위치 전단스프링

K3 = 8951 × 1.030 = 9223 kN/m^2 --- 저판 중앙부 전단스프링

(다) 측벽 지반반력계수

① 수평 지반반력계수

$$Kh = Kho \left(\frac{Bh}{0.3} \right)^{-0.75}$$

$Bh = \sqrt{Ah} = \sqrt{(7.000 \times 7.000)} = 7.000$

$E_{D1} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D2} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D3} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D4} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D5} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D7} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D8} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$$Kho_1 = \alpha \left(\frac{E_{D1}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_2 = \alpha \left(\frac{E_{D2}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_3 = \alpha \left(\frac{E_{D3}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_4 = \alpha \left(\frac{E_{D4}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_5 = \alpha \left(\frac{E_{D5}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_7 = \alpha \left(\frac{E_{D7}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_8 = \alpha \left(\frac{E_{D6}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kh_1 = 314586 \left(\frac{7.000}{0.3} \right)^{-0.75} = 29632 \quad kN/m^3$$

$$Kh_2 = 314586 \left\{ \frac{7.000}{0.3} \right\}^{-0.75} = 29632 \quad kN/m^3$$

$$Kh_3 = 314586 \left\{ \frac{7.000}{0.3} \right\}^{-0.75} = 29632 \quad kN/m^3$$

$$Kh_4 = 314586 \left\{ \frac{7.000}{0.3} \right\}^{-0.75} = 29632 \quad kN/m^3$$

$$Kh_5 = 314586 \left\{ \frac{7.000}{0.3} \right\}^{-0.75} = 29632 \quad kN/m^3$$

$$Kh_7 = 314586 \left\{ \frac{7.000}{0.3} \right\}^{-0.75} = 29632 \quad kN/m^3$$

$$Kh_6 = 314586 \left\{ \frac{7.000}{0.3} \right\}^{-0.75} = 29632 \quad kN/m^3$$

$Kh_1 = 29632 \times 0.700 = 20742 \quad kN/m^2$ --- 측벽 상단부 스프링

$Kh_2 = 29632 \times 0.870 = 25780 \quad kN/m^2$ --- 측벽 전단검토위치 스프링

$Kh_3 = 29632 \times 0.940 = 27854 \quad kN/m^2$ --- 측벽 중앙부 스프링

$Kh_4 = 29632 \times 0.940 = 27854 \quad kN/m^2$ --- 측벽 중앙부 스프링

$Kh_5 = 29632 \times 0.940 = 27854 \quad kN/m^2$ --- 측벽 중앙부 스프링

$Kh_6 = 29632 \times 0.940 = 27854 \quad kN/m^2$ --- 측벽 중앙부 스프링

$Kh_8 = 29632 \times 0.895 = 26521 \quad kN/m^4$ --- 측벽 전단검토위치 스프링

$Kh_9 = 29632 \times 0.775 = 22965 \quad kN/m^2$ --- 측벽 하단부 스프링

② 전단 지반반력계수

$$Khs_1 = \lambda Kh_1 = \frac{1}{3.0} \times 29632 = 9877 \quad kN/m^3$$

$$Khs_2 = \lambda Kh_2 = \frac{1}{3.0} \times 29632 = 9877 \quad kN/m^3$$

$$Khs_3 = \lambda Kh_3 = \frac{1}{3.0} \times 29632 = 9877 \quad kN/m^3$$

$$Khs_4 = \lambda Kh_4 = \frac{1}{3.0} \times 29632 = 9877 \quad kN/m^3$$

$$Khs_5 = \lambda Kh_5 = \frac{1}{3.0} \times 29632 = 9877 \quad kN/m^3$$

$$Khs_7 = \lambda Kh_7 = \frac{1}{3.0} \times 29632 = 9877 \quad kN/m^3$$

$$Khs_8 = \lambda Kh_8 = \frac{1}{3.0} \times 29632 = 9877 \quad kN/m^3$$

Khs_1 = 9877 × 0.700 = 6914 kN/m^2 - - - 측벽 상단부 전단스프링

Khs_2 = 9877 × 0.870 = 8593 kN/m^2 - - - 측벽 중앙부 전단스프링

Khs_3 = 9877 × 0.940 = 9284 kN/m^2 - - - 측벽 중앙부 전단스프링

Khs_4 = 9877 × 0.940 = 9284 kN/m^2 - - - 측벽 중앙부 전단스프링

Khs_5 = 9877 × 0.940 = 9284 kN/m^2 - - - 측벽 중앙부 전단스프링

Khs_6 = 9877 × 0.940 = 9284 kN/m^2 - - - 측벽 중앙부 전단스프링

Khs_8 = 9877 × 0.895 = 8840 kN/m^4 - - - 측벽 중앙부 전단스프링

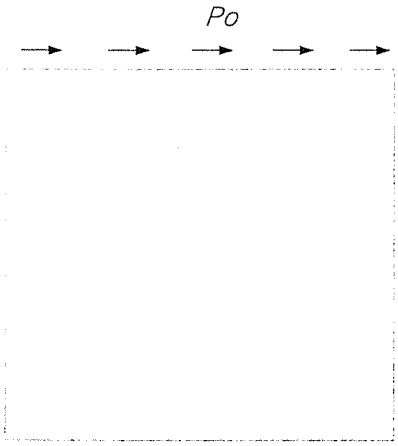
Khs_7 = 9877 × 0.775 = 7655 kN/m^2 - - - 측벽 하단부 전단스프링

6) 지진시 작용하중의 산정

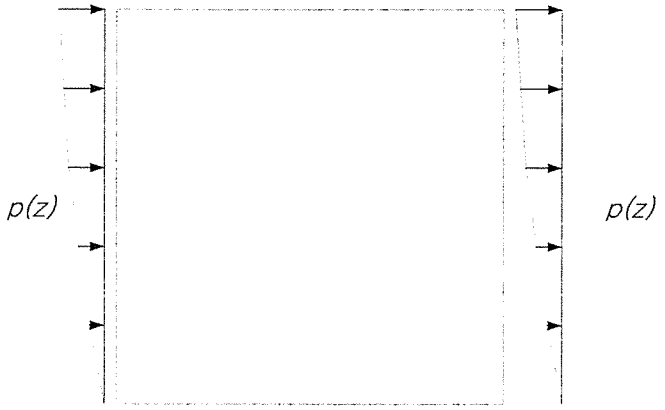
: 지진설계수준이 붕괴방지수준이므로 지진력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

① 상판 지진토압

$Po = K_{VS.TOP}(u(Z_U) - u(z_9)) =$ 8951 × 0.008489 = 75.985 kN/㎡

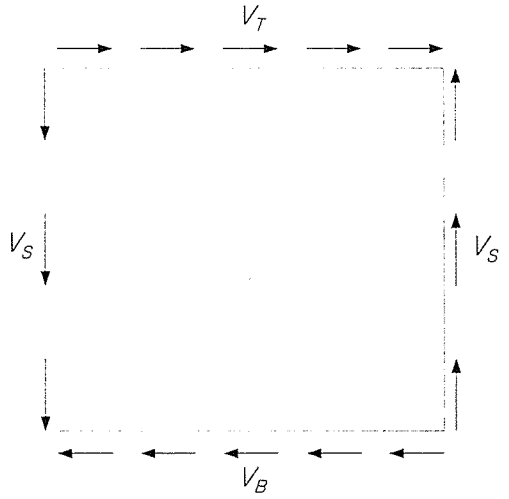


② 측벽지진토압



측벽지진토압	z = 4.450	$p(z_1)$	$= K_H \cdot \{u(z_1)-u(z_8)\}$	=	251.546	kN/㎡
	z = 5.250	$p(z_2)$	$= K_H \cdot \{u(z_2)-u(z_8)\}$	=	229.352	kN/㎡
	z = 6.190	$p(z_3)$	$= K_H \cdot \{u(z_3)-u(z_8)\}$	=	199.216	kN/㎡
	z = 7.130	$p(z_4)$	$= K_H \cdot \{u(z_4)-u(z_8)\}$	=	164.991	kN/㎡
	z = 8.070	$p(z_5)$	$= K_H \cdot \{u(z_5)-u(z_8)\}$	=	127.092	kN/㎡
	z = 9.010	$p(z_6)$	$= K_H \cdot \{u(z_6)-u(z_8)\}$	=	85.874	kN/㎡
	z = 9.950	$p(z_7)$	$= K_H \cdot \{u(z_7)-u(z_8)\}$	=	41.840	kN/㎡
	z = ##	$p(z_7)$	$= K_H \cdot \{u(z_9)-u(z_8)\}$	=	0.000	kN/㎡

③ 주면전단력



V_T = $G_{D,TOP}/(\pi H) \cdot S_V \cdot T_G \cdot \sin(\pi z_U/2H)$ = 32.955 kN/m²

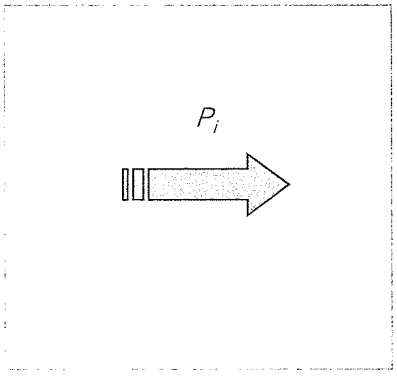
$G_{D,TOP}$ = $\frac{\gamma_t}{g} \times V_{SD}^2 = \frac{20.0}{9.81} \times 98.6^2$ = 19840 kN/m²

V_B = $G_{D,BOTTOM}/(\pi H) \cdot S_V \cdot T_G \cdot \sin(\pi z_B/2H)$ = 65.418 kN/m²

$G_{D,BOTTOM}$ = $\frac{\gamma_t}{g} \times V_{SD}^2 = \frac{20.0}{9.81} \times 98.6^2$ = 19840 kN/m²

V_S = $(V_T + V_B)/2$ = 49.187 kN/m²

④ 구체 관성력(부재의 단위폭/길이당 관성력)



$P_i = W \cdot K_{hav}$ 여기서, $K_{hav} = K_h' + (K_h - K_h') \cdot \frac{H_w}{H}$

구체상판의 설계수평지진계수(Khu) = 0.154 + (0.224 - 0.154) × $\frac{4.45}{14.034}$ = 0.176

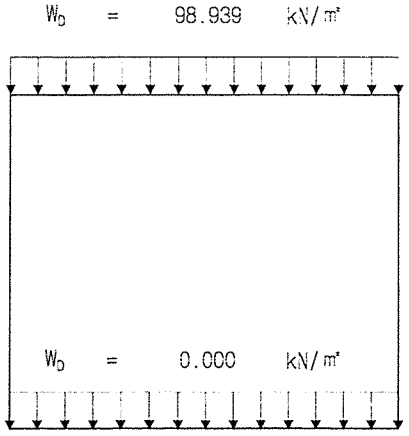
구체저판의 설계수평지진계수(Khb) = 0.154 + (0.224 - 0.154) × $\frac{10.8}{14.034}$ = 0.208

측벽의 설계수평지진계수(Kh) = $\frac{Khu + Khb}{2} = \frac{0.176 + 0.208}{2}$ = 0.192

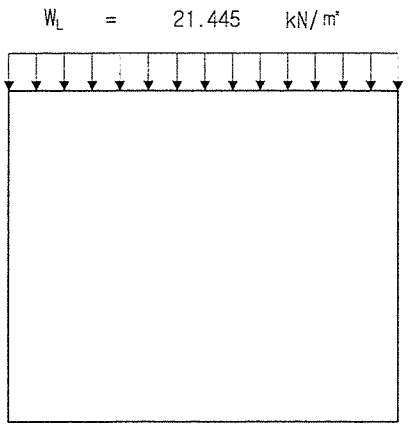
6. 하중재하도

(1) 상시

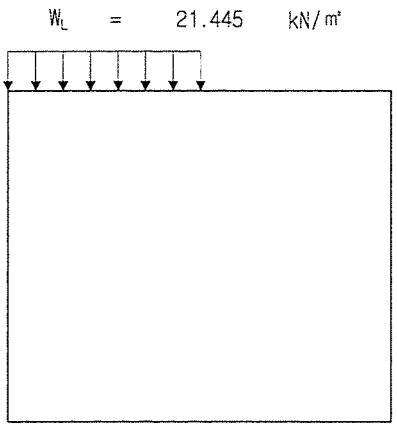
① 고정하중



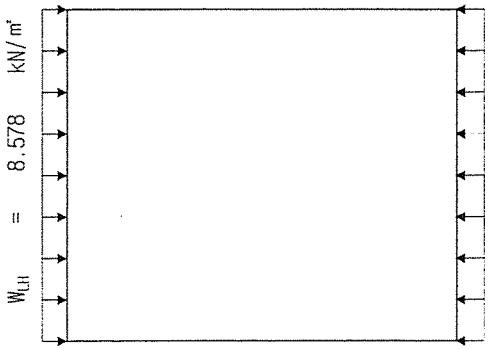
② 활하중(만재하)



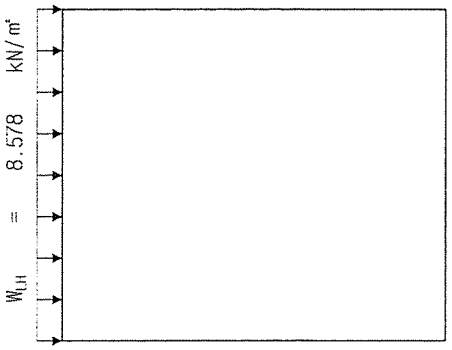
③ 활하중(편재하)



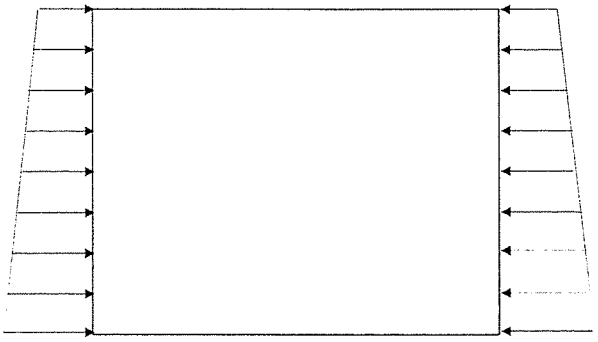
④ 활하중에 의한 수평토압(만재하)



⑤ 활하중에 의한 수평토압(편재하)



⑥ 수평토압(지하수 없는 경우)



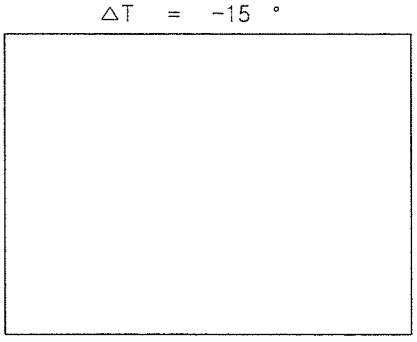
q_1 = 44.704 kN/m²

q_7 = 98.807 kN/m²

⑦ 온도하중

$\triangle T$ = 0 °

⑧ 건조수축

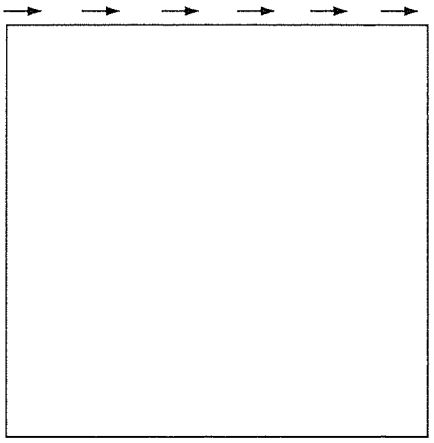


⑨ 장대레일 종하중

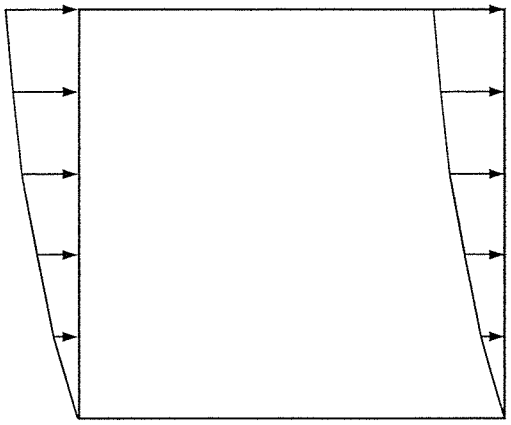
Hr = 0.000 kN/m²

(2) 지진시

① 상판 지진토압



② 측면토압



P(z1) = 251.546 kN/m

z1 = 4.450 m

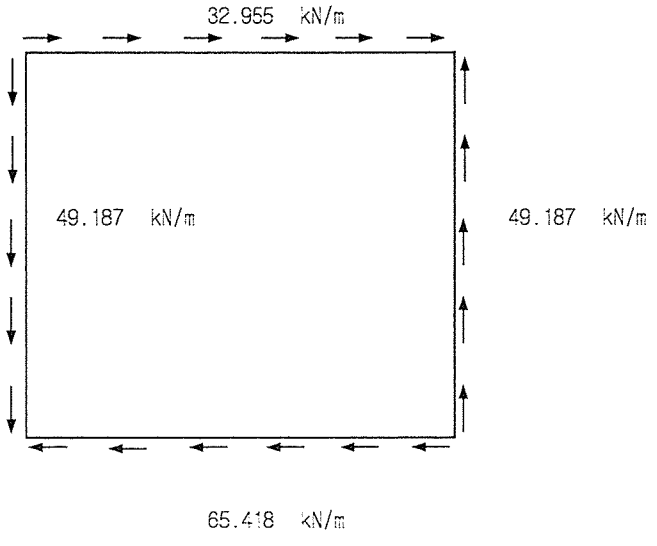
P(z4) = 164.991 kN/m

z1 = 7.130 m

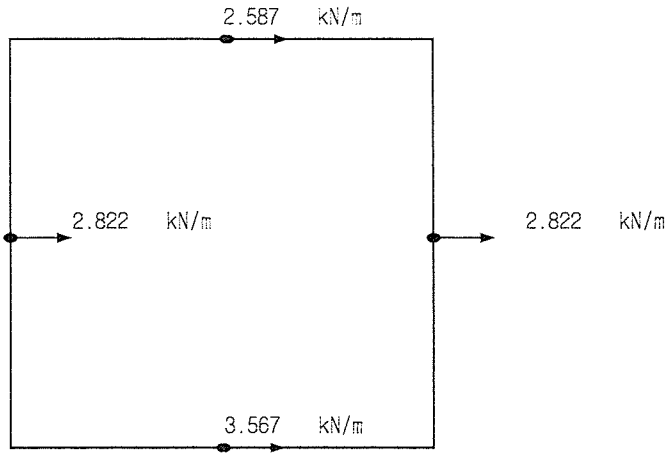
P(z7) = 0.000 kN/m

z1 = 10.800 m

③ 주면전단력

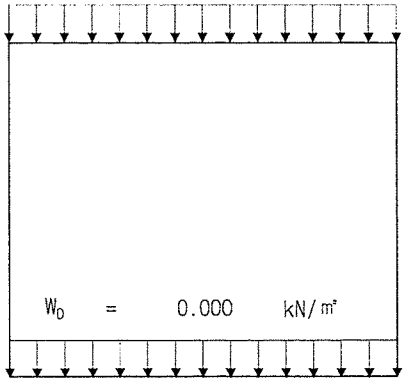


④ 구체 관성력



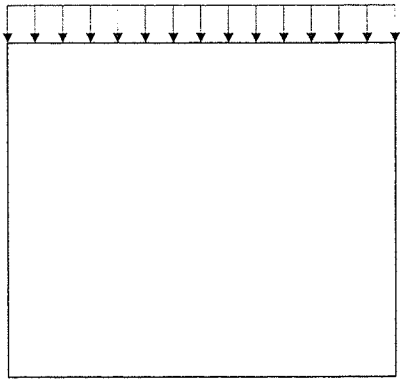
⑤ 고정하중

W_D = 98.939 kN/m²



⑥ 활하중(만재하)

W_L = 21.445 kN/m²



7. 하중계수 및 하중조합

7.1 상시

1) 극한하중 검토시

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

2) 사용하중 검토시

구분	고정하중	활하중		활하중 측압		수평토압	온도하중		건조수축	장대레일	비고
				양측재하	편측재하	지하수無					
		전경간	1/2	수평	수평	수평	온도상승	온도하강			
	LC1	LC2	LC3	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	
17	1.0	1.0		1.0		1.0					
18	1.0	1.0		0.5		0.5					
19	1.0		1.0		1.0	1.0					
20	1.0		1.0		0.5	0.5					
21	1.0	1.0		1.0		1.0	1.0			1.0	
22	1.0	1.0		0.5		0.5	1.0			1.0	
23	1.0	1.0		1.0		1.0		1.0	1.0	1.0	
24	1.0	1.0		0.5		0.5		1.0	1.0	1.0	
25	1.0		1.0		1.0	1.0	1.0			1.0	
26	1.0		1.0		0.5	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		0.5	0.5		1.0	1.0	1.0	
29	1.0					1.0					

7.2 지진시

구분	고정 하중	활하중		활하중 측압		수평토압	온도 하중		건조 수축	장대 레일	지진하중
				양측재하	편측재하	지하수無					
		전경간	1/2	수평	수평	수평	온도상승	온도하강			
	LC1	LC2	LC3	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13
1	1.0	1.0									1.0

8. INPUT DATA

8.1 상시

```
SYSTEM
  DOF=UX,UZ,RY  LENGTH=m  FORCE=kN  PAGE=SECTIONS

JOINT
  1  X=0  Y=0  Z=0
  2  X=0.9  Y=0  Z=0
  3  X=1.93  Y=0  Z=0
  4  X=2.961  Y=0  Z=0
  5  X=3.991  Y=0  Z=0
  6  X=5.021  Y=0  Z=0
  7  X=6.052  Y=0  Z=0
  8  X=7.082  Y=0  Z=0
  9  X=7.982  Y=0  Z=0
  10  X=0  Y=0  Z=0.85
  11  X=7.982  Y=0  Z=0.85
  12  X=0  Y=0  Z=1.79
  13  X=7.982  Y=0  Z=1.79
  14  X=0  Y=0  Z=2.73
  15  X=7.982  Y=0  Z=2.73
  16  X=0  Y=0  Z=3.67
  17  X=7.982  Y=0  Z=3.67
  18  X=0  Y=0  Z=4.61
  19  X=7.982  Y=0  Z=4.61
  20  X=0  Y=0  Z=5.55
  21  X=7.982  Y=0  Z=5.55
  22  X=0  Y=0  Z=6.35
  23  X=0.8  Y=0  Z=6.35
  24  X=1.864  Y=0  Z=6.35
  25  X=2.927  Y=0  Z=6.35
  26  X=3.991  Y=0  Z=6.35
  27  X=5.055  Y=0  Z=6.35
  28  X=6.118  Y=0  Z=6.35
  29  X=7.182  Y=0  Z=6.35
  30  X=7.982  Y=0  Z=6.35

PATTERN
  NAME=DEFAULT

SPRING
  ADD=1  U1=1E+10  U3=8963
  ADD=2  U3=11534
  ADD=3  U3=12313
  ADD=4  U3=12313
  ADD=5  U3=12313
  ADD=6  U3=12313
  ADD=7  U3=12313
  ADD=8  U3=11534
  ADD=9  U3=8963

MATERIAL
  NAME=STEEL  IDES=S  M=7.8271  W=76.8196
    T=0  E=2E+08  U=.3  A=.0000117  FY=248211.3
  NAME=CONC  IDES=C  M=2.498  W=24.5
    T=0  E=27537000  U=.18  A=.00001

FRAME SECTION
  NAME=TOPSLAB MAT=CONC SH=R T=0.6,1
  NAME=BOTSLAB MAT=CONC SH=R T=0.7,1
  NAME=WALL MAT=CONC SH=R T=0.6,1

FRAME
  1  J=1,2  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180  IOFF=0.125  RIGID=1
  2  J=2,3  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  3  J=3,4  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  4  J=4,5  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  5  J=5,6  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  6  J=6,7  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  7  J=7,8  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  8  J=8,9  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180  JOFF=0.125  RIGID=1
  9  J=1,10  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180  IOFF=0.2  RIGID=1
  10  J=9,11  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0  IOFF=0.2  RIGID=1
  11  J=10,12  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  12  J=11,13  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  13  J=12,14  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  14  J=13,15  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
```

```
  15  J=14,16  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  16  J=15,17  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  17  J=16,18  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  18  J=17,19  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  19  J=18,20  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  20  J=19,21  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  21  J=20,22  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180      JOFF=0.4  RIGID=1
  22  J=21,30  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0      JOFF=0.4  RIGID=1
  23  J=22,23  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0   JOFF=0.4  RIGID=1
  24  J=23,24  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  25  J=24,25  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  26  J=25,26  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  27  J=26,27  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  28  J=27,28  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  29  J=28,29  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  30  J=29,30  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0    JOFF=0.4  RIGID=1

LOAD
  NAME=LC1  SW=1 CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-98.939,-98.939
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-98.939,-98.939
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-98.939,-98.939
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-98.939,-98.939
      ADD=27  RD=0,1  UZ=-98.939,-98.939
      ADD=28  RD=0,1  UZ=-98.939,-98.939
      ADD=29  RD=0,1  UZ=-98.939,-98.939
      ADD=30  RD=0,1  UZ=-98.939,-98.939
      ADD=1  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=2  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=3  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=4  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=5  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=6  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=7  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=8  RD=0,1  UZ=-0,-0
  NAME=LC2  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-21.445,-21.445
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-21.445,-21.445
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-21.445,-21.445
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-21.445,-21.445
      ADD=27  RD=0,1  UZ=-21.445,-21.445
      ADD=28  RD=0,1  UZ=-21.445,-21.445
      ADD=29  RD=0,1  UZ=-21.445,-21.445
      ADD=30  RD=0,1  UZ=-21.445,-21.445
  NAME=LC3  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-21.445,-21.445
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-21.445,-21.445
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-21.445,-21.445
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-21.445,-21.445
  NAME=LC4  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=21  RD=0,1  UX=8.578,8.578
      ADD=19  RD=0,1  UX=8.578,8.578
      ADD=17  RD=0,1  UX=8.578,8.578
      ADD=15  RD=0,1  UX=8.578,8.578
      ADD=13  RD=0,1  UX=8.578,8.578
      ADD=11  RD=0,1  UX=8.578,8.578
      ADD=9  RD=0,1  UX=8.578,8.578
      ADD=22  RD=0,1  UX=-8.578,-8.578
      ADD=20  RD=0,1  UX=-8.578,-8.578
      ADD=18  RD=0,1  UX=-8.578,-8.578
      ADD=16  RD=0,1  UX=-8.578,-8.578
      ADD=14  RD=0,1  UX=-8.578,-8.578
      ADD=12  RD=0,1  UX=-8.578,-8.578
      ADD=10  RD=0,1  UX=-8.578,-8.578
  NAME=LC5  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=21  RD=0,1  UX=8.578,8.578
      ADD=19  RD=0,1  UX=8.578,8.578
      ADD=17  RD=0,1  UX=8.578,8.578
      ADD=15  RD=0,1  UX=8.578,8.578
      ADD=13  RD=0,1  UX=8.578,8.578
      ADD=11  RD=0,1  UX=8.578,8.578
      ADD=9  RD=0,1  UX=8.578,8.578
  NAME=LC6  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=21  RD=0,1  UX=51.52,44.704
```

```
      ADD=19  RD=0,1  UX=59.529,51.52
      ADD=17  RD=0,1  UX=67.538,59.529
      ADD=15  RD=0,1  UX=75.547,67.538
      ADD=13  RD=0,1  UX=83.556,75.547
      ADD=11  RD=0,1  UX=91.565,83.556
      ADD=9  RD=0,1  UX=98.807,91.565
      ADD=22  RD=0,1  UX=-51.52,-44.704
      ADD=20  RD=0,1  UX=-59.529,-51.52
      ADD=18  RD=0,1  UX=-67.538,-59.529
      ADD=16  RD=0,1  UX=-75.547,-67.538
      ADD=14  RD=0,1  UX=-83.556,-75.547
      ADD=12  RD=0,1  UX=-91.565,-83.556
      ADD=10  RD=0,1  UX=-98.807,-91.565
  NAME=LC7  CSYS=0
    TYPE=TEMPERATURE  ELEM=FRAME
      ADD=23  T=0
      ADD=24  T=0
      ADD=25  T=0
      ADD=26  T=0
      ADD=27  T=0
      ADD=28  T=0
      ADD=29  T=0
      ADD=30  T=0
  NAME=LC8  CSYS=0
    TYPE=TEMPERATURE  ELEM=FRAME
      ADD=23  T=-0
      ADD=24  T=-0
      ADD=25  T=-0
      ADD=26  T=-0
      ADD=27  T=-0
      ADD=28  T=-0
      ADD=29  T=-0
      ADD=30  T=-0
  NAME=LC9  CSYS=0
    TYPE=TEMPERATURE  ELEM=FRAME
      ADD=1  T=-15
      ADD=2  T=-15
      ADD=3  T=-15
      ADD=4  T=-15
      ADD=5  T=-15
      ADD=6  T=-15
      ADD=7  T=-15
      ADD=8  T=-15
      ADD=9  T=-15
      ADD=10  T=-15
      ADD=11  T=-15
      ADD=12  T=-15
      ADD=13  T=-15
      ADD=14  T=-15
      ADD=15  T=-15
      ADD=16  T=-15
      ADD=17  T=-15
      ADD=18  T=-15
      ADD=19  T=-15
      ADD=20  T=-15
      ADD=21  T=-15
      ADD=22  T=-15
      ADD=23  T=-15
      ADD=24  T=-15
      ADD=25  T=-15
      ADD=26  T=-15
      ADD=27  T=-15
      ADD=28  T=-15
      ADD=29  T=-15
      ADD=30  T=-15
  NAME=LC10  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UX=0,0
      ADD=24  RD=0,1  UX=0,0
      ADD=25  RD=0,1  UX=0,0
      ADD=26  RD=0,1  UX=0,0
      ADD=27  RD=0,1  UX=0,0
      ADD=28  RD=0,1  UX=0,0
      ADD=29  RD=0,1  UX=0,0
      ADD=30  RD=0,1  UX=0,0

COMBO
  NAME=COMB1
    LOAD=LC1  SF=1.35
    LOAD=LC2  SF=1.85
```

```
  LOAD=LC4  SF=1.6
  LOAD=LC6  SF=1.6
NAME=COMB2
  LOAD=LC1  SF=1.35
  LOAD=LC2  SF=1.85
  LOAD=LC4  SF=.6
  LOAD=LC6  SF=.6
NAME=COMB3
  LOAD=LC1  SF=1.35
  LOAD=LC3  SF=1.85
  LOAD=LC5  SF=1.6
  LOAD=LC6  SF=1.6
NAME=COMB4
  LOAD=LC1  SF=1.35
  LOAD=LC3  SF=1.85
  LOAD=LC5  SF=.6
  LOAD=LC6  SF=.6
NAME=COMB5
  LOAD=LC1  SF=1.6
  LOAD=LC2  SF=1.6
  LOAD=LC4  SF=1.6
  LOAD=LC6  SF=1.6
NAME=COMB6
  LOAD=LC1  SF=1.6
  LOAD=LC2  SF=1.6
  LOAD=LC4  SF=.6
  LOAD=LC6  SF=.6
NAME=COMB7
  LOAD=LC1  SF=1.6
  LOAD=LC3  SF=1.6
  LOAD=LC5  SF=1.6
  LOAD=LC6  SF=1.6
NAME=COMB8
  LOAD=LC1  SF=1.6
  LOAD=LC3  SF=1.6
  LOAD=LC5  SF=.6
  LOAD=LC6  SF=.6
NAME=COMB9
  LOAD=LC1  SF=1.35
  LOAD=LC2  SF=1.4
  LOAD=LC4  SF=1.6
  LOAD=LC6  SF=1.6
  LOAD=LC7  SF=1.35
  LOAD=LC10  SF=1.4
NAME=COMB10
  LOAD=LC1  SF=1.35
  LOAD=LC2  SF=1.4
  LOAD=LC4  SF=.6
  LOAD=LC6  SF=.6
  LOAD=LC7  SF=1.35
  LOAD=LC10  SF=1.4
NAME=COMB11
  LOAD=LC1  SF=1.35
  LOAD=LC2  SF=1.4
  LOAD=LC4  SF=1.6
  LOAD=LC6  SF=1.6
  LOAD=LC8  SF=1.35
  LOAD=LC9  SF=1.35
  LOAD=LC10  SF=1.4
NAME=COMB12
  LOAD=LC1  SF=1.35
  LOAD=LC2  SF=1.4
  LOAD=LC4  SF=.6
  LOAD=LC6  SF=.6
  LOAD=LC8  SF=1.35
  LOAD=LC9  SF=1.35
  LOAD=LC10  SF=1.4
NAME=COMB13
  LOAD=LC1  SF=1.35
  LOAD=LC3  SF=1.4
  LOAD=LC5  SF=1.6
  LOAD=LC6  SF=1.6
  LOAD=LC7  SF=1.35
  LOAD=LC10  SF=1.4
NAME=COMB14
  LOAD=LC1  SF=1.35
  LOAD=LC3  SF=1.4
  LOAD=LC5  SF=.6
  LOAD=LC6  SF=.6
  LOAD=LC7  SF=1.35
```

```
   LOAD=LC10   SF=1.4
 NAME=COMB15
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC3   SF=1.4
   LOAD=LC5   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
   LOAD=LC8   SF=1.35
   LOAD=LC9   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
 NAME=COMB16
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC3   SF=1.4
   LOAD=LC5   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
   LOAD=LC8   SF=1.35
   LOAD=LC9   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
 NAME=COMB17
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=1
   LOAD=LC6   SF=1
 NAME=COMB18
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=.5
   LOAD=LC6   SF=.5
 NAME=COMB19
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC3   SF=1
   LOAD=LC5   SF=1
   LOAD=LC6   SF=1
 NAME=COMB20
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC3   SF=1
   LOAD=LC5   SF=.5
   LOAD=LC6   SF=.5
 NAME=COMB21
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=1
   LOAD=LC6   SF=1
   LOAD=LC7   SF=1
   LOAD=LC10   SF=1
 NAME=COMB22
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=.5
   LOAD=LC6   SF=.5
   LOAD=LC7   SF=1
   LOAD=LC10   SF=1
 NAME=COMB23
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=1
   LOAD=LC6   SF=1
   LOAD=LC8   SF=1
   LOAD=LC9   SF=1
   LOAD=LC10   SF=1
 NAME=COMB24
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=.5
   LOAD=LC6   SF=.5
   LOAD=LC8   SF=1
   LOAD=LC9   SF=1
   LOAD=LC10   SF=1
 NAME=COMB25
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC3   SF=1
   LOAD=LC5   SF=1
   LOAD=LC6   SF=1
   LOAD=LC7   SF=1
   LOAD=LC10   SF=1
 NAME=COMB26
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC3   SF=1
   LOAD=LC5   SF=.5
   LOAD=LC6   SF=.5
   LOAD=LC7   SF=1
```

```
    LOAD=LC10   SF=1
  NAME=COMB27
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC3   SF=1
    LOAD=LC5   SF=1
    LOAD=LC6   SF=1
    LOAD=LC8   SF=1
    LOAD=LC9   SF=1
    LOAD=LC10   SF=1
  NAME=COMB28
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC3   SF=1
    LOAD=LC5   SF=.5
    LOAD=LC6   SF=.5
    LOAD=LC8   SF=1
    LOAD=LC9   SF=1
    LOAD=LC10   SF=1
  NAME=COMB29
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC6   SF=1
  NAME=USD   TYPE=ENVE
    COMB=COMB1   SF=1
    COMB=COMB2   SF=1
    COMB=COMB3   SF=1
    COMB=COMB4   SF=1
    COMB=COMB5   SF=1
    COMB=COMB6   SF=1
    COMB=COMB7   SF=1
    COMB=COMB8   SF=1
    COMB=COMB9   SF=1
    COMB=COMB10   SF=1
    COMB=COMB11   SF=1
    COMB=COMB12   SF=1
    COMB=COMB13   SF=1
    COMB=COMB14   SF=1
    COMB=COMB15   SF=1
    COMB=COMB16   SF=1
  NAME=WSD   TYPE=ENVE
    COMB=COMB17   SF=1
    COMB=COMB18   SF=1
    COMB=COMB19   SF=1
    COMB=COMB20   SF=1
    COMB=COMB21   SF=1
    COMB=COMB22   SF=1
    COMB=COMB23   SF=1
    COMB=COMB24   SF=1
    COMB=COMB25   SF=1
    COMB=COMB26   SF=1
    COMB=COMB27   SF=1
    COMB=COMB28   SF=1
    COMB=COMB29   SF=1

OUTPUT
; No Output Requested

END
```

8.2 지진시

```
SYSTEM
  DOF=UX,UZ,RY  LENGTH=m  FORCE=kN  PAGE=SECTIONS

JOINT
  1  X=0  Y=0  Z=0
  2  X=0.9  Y=0  Z=0
  3  X=1.93  Y=0  Z=0
  4  X=2.961  Y=0  Z=0
  5  X=3.991  Y=0  Z=0
  6  X=5.021  Y=0  Z=0
  7  X=6.052  Y=0  Z=0
  8  X=7.082  Y=0  Z=0
  9  X=7.982  Y=0  Z=0
  10  X=0  Y=0  Z=0.85
  11  X=7.982  Y=0  Z=0.85
  12  X=0  Y=0  Z=1.79
  13  X=7.982  Y=0  Z=1.79
  14  X=0  Y=0  Z=2.73
  15  X=7.982  Y=0  Z=2.73
  16  X=0  Y=0  Z=3.67
  17  X=7.982  Y=0  Z=3.67
  18  X=0  Y=0  Z=4.61
  19  X=7.982  Y=0  Z=4.61
  20  X=0  Y=0  Z=5.55
  21  X=7.982  Y=0  Z=5.55
  22  X=0  Y=0  Z=6.35
  23  X=0.8  Y=0  Z=6.35
  24  X=1.864  Y=0  Z=6.35
  25  X=2.927  Y=0  Z=6.35
  26  X=3.991  Y=0  Z=6.35
  27  X=5.055  Y=0  Z=6.35
  28  X=6.118  Y=0  Z=6.35
  29  X=7.182  Y=0  Z=6.35
  30  X=7.982  Y=0  Z=6.35

PATTERN
  NAME=DEFAULT

SPRING
  ADD=1  U1=6713  U3=20140
  ADD=1  U1=22965  U3=7655
  ADD=2  U1=8639  U3=25918
  ADD=3  U1=9223  U3=27668
  ADD=4  U1=9223  U3=27668
  ADD=5  U1=9223  U3=27668
  ADD=6  U1=9223  U3=27668
  ADD=7  U1=9223  U3=27668
  ADD=8  U1=8639  U3=25918
  ADD=9  U1=6713  U3=20140
  ADD=9  U1=22965  U3=7655
  ADD=10  U1=26521  U3=8840
  ADD=11  U1=26521  U3=8840
  ADD=12  U1=27854  U3=9284
  ADD=13  U1=27854  U3=9284
  ADD=14  U1=27854  U3=9284
  ADD=15  U1=27854  U3=9284
  ADD=16  U1=27854  U3=9284
  ADD=17  U1=27854  U3=9284
  ADD=18  U1=27854  U3=9284
  ADD=19  U1=27854  U3=9284
  ADD=20  U1=25780  U3=8593
  ADD=21  U1=25780  U3=8593
  ADD=22  U1=20742  U3=6914
  ADD=30  U1=20742  U3=6914
  ADD=22  U1=6266  U3=18797
  ADD=30  U1=6266  U3=18797
  ADD=23  U1=8341  U3=25023
  ADD=24  U1=9521  U3=28563
  ADD=25  U1=9521  U3=28563
  ADD=26  U1=9521  U3=28563
  ADD=27  U1=9521  U3=28563
  ADD=28  U1=9521  U3=28563
  ADD=29  U1=8341  U3=25023

MATERIAL
  NAME=STEEL  IDES=S  M=7.8271  W=76.8196
```

```
    T=0  E=2E+08  U=.3  A=.0000117  FY=248211.3
  NAME=CONC  IDES=0  W=2.498  W=24.5
    T=0  E=27537000  U=.18  A=.00001

FRAME SECTION
  NAME=TOPSLAB MAT=CONC SH=R T=0.6,1
  NAME=BOTSLAB MAT=CONC SH=R T=0.7,1
  NAME=WALL MAT=CONC SH=R T=0.6,1

FRAME
  1  J=1,2  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180   IOFF=0.125  RIGID=1
  2  J=2,3  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  3  J=3,4  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  4  J=4,5  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  5  J=5,6  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  6  J=6,7  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  7  J=7,8  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  8  J=8,9  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180   JOFF=0.125  RIGID=1
  9  J=1,10  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180   IOFF=0.2  RIGID=1
  10  J=9,11  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0   IOFF=0.2  RIGID=1
  11  J=10,12  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  12  J=11,13  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  13  J=12,14  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  14  J=13,15  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  15  J=14,16  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  16  J=15,17  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  17  J=16,18  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  18  J=17,19  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  19  J=18,20  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  20  J=19,21  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  21  J=20,22  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180   JOFF=0.4  RIGID=1
  22  J=21,30  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0   JOFF=0.4  RIGID=1
  23  J=22,23  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0   IOFF=0.4  RIGID=1
  24  J=23,24  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  25  J=24,25  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  26  J=25,26  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  27  J=26,27  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  28  J=27,28  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  29  J=28,29  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  30  J=29,30  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0   JOFF=0.4  RIGID=1

LOAD
  NAME=LC1  SW=1 CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-98.939,-98.939
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-98.939,-98.939
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-98.939,-98.939
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-98.939,-98.939
      ADD=27  RD=0,1  UZ=-98.939,-98.939
      ADD=28  RD=0,1  UZ=-98.939,-98.939
      ADD=29  RD=0,1  UZ=-98.939,-98.939
      ADD=30  RD=0,1  UZ=-98.939,-98.939
      ADD=1  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=2  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=3  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=4  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=5  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=6  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=7  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=8  RD=0,1  UZ=-0,-0
  NAME=LC2  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-21.445,-21.445
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-21.445,-21.445
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-21.445,-21.445
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-21.445,-21.445
      ADD=27  RD=0,1  UZ=-21.445,-21.445
      ADD=28  RD=0,1  UZ=-21.445,-21.445
      ADD=29  RD=0,1  UZ=-21.445,-21.445
      ADD=30  RD=0,1  UZ=-21.445,-21.445
  NAME=TOPSOIL  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UX=75.985,75.985
      ADD=24  RD=0,1  UX=75.985,75.985
      ADD=25  RD=0,1  UX=75.985,75.985
      ADD=26  RD=0,1  UX=75.985,75.985
      ADD=27  RD=0,1  UX=75.985,75.985
      ADD=28  RD=0,1  UX=75.985,75.985
      ADD=29  RD=0,1  UX=75.985,75.985
      ADD=30  RD=0,1  UX=75.985,75.985
```

```
NAME=WALLSOIL  CSYS=0
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=21  RD=0,1  UX=229.352,251.546
    ADD=19  RD=0,1  UX=199.216,229.352
    ADD=17  RD=0,1  UX=164.991,199.216
    ADD=15  RD=0,1  UX=127.092,164.991
    ADD=13  RD=0,1  UX=85.874,127.092
    ADD=11  RD=0,1  UX=41.84,85.874
    ADD=9  RD=0,1  UX=0,41.84
    ADD=22  RD=0,1  UX=229.352,251.546
    ADD=20  RD=0,1  UX=199.216,229.352
    ADD=18  RD=0,1  UX=164.991,199.216
    ADD=16  RD=0,1  UX=127.092,164.991
    ADD=14  RD=0,1  UX=85.874,127.092
    ADD=12  RD=0,1  UX=41.84,85.874
    ADD=10  RD=0,1  UX=0,41.84
NAME=SHEAR CSYS=0
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=23  RD=0,1  UX=32.955,32.955
    ADD=24  RD=0,1  UX=32.955,32.955
    ADD=25  RD=0,1  UX=32.955,32.955
    ADD=26  RD=0,1  UX=32.955,32.955
    ADD=27  RD=0,1  UX=32.955,32.955
    ADD=28  RD=0,1  UX=32.955,32.955
    ADD=29  RD=0,1  UX=32.955,32.955
    ADD=30  RD=0,1  UX=32.955,32.955
    ADD=1  RD=0,1  UX=-65.418,-65.418
    ADD=2  RD=0,1  UX=-65.418,-65.418
    ADD=3  RD=0,1  UX=-65.418,-65.418
    ADD=4  RD=0,1  UX=-65.418,-65.418
    ADD=5  RD=0,1  UX=-65.418,-65.418
    ADD=6  RD=0,1  UX=-65.418,-65.418
    ADD=7  RD=0,1  UX=-65.418,-65.418
    ADD=8  RD=0,1  UX=-65.418,-65.418
    ADD=21  RD=0,1  UZ=-49.187,-49.187
    ADD=19  RD=0,1  UZ=-49.187,-49.187
    ADD=17  RD=0,1  UZ=-49.187,-49.187
    ADD=15  RD=0,1  UZ=-49.187,-49.187
    ADD=13  RD=0,1  UZ=-49.187,-49.187
    ADD=11  RD=0,1  UZ=-49.187,-49.187
    ADD=9  RD=0,1  UZ=-49.187,-49.187
    ADD=22  RD=0,1  UZ=49.187,49.187
    ADD=20  RD=0,1  UZ=49.187,49.187
    ADD=18  RD=0,1  UZ=49.187,49.187
    ADD=16  RD=0,1  UZ=49.187,49.187
    ADD=14  RD=0,1  UZ=49.187,49.187
    ADD=12  RD=0,1  UZ=49.187,49.187
    ADD=10  RD=0,1  UZ=49.187,49.187
NAME=INERTIAF  CSYS=0
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=1  RD=0,1  UX=3.567,3.567
    ADD=2  RD=0,1  UX=3.567,3.567
    ADD=3  RD=0,1  UX=3.567,3.567
    ADD=4  RD=0,1  UX=3.567,3.567
    ADD=5  RD=0,1  UX=3.567,3.567
    ADD=6  RD=0,1  UX=3.567,3.567
    ADD=7  RD=0,1  UX=3.567,3.567
    ADD=8  RD=0,1  UX=3.567,3.567
    ADD=9  RD=0,1  UX=2.822,2.822
    ADD=10  RD=0,1  UX=2.822,2.822
    ADD=11  RD=0,1  UX=2.822,2.822
    ADD=12  RD=0,1  UX=2.822,2.822
    ADD=13  RD=0,1  UX=2.822,2.822
    ADD=14  RD=0,1  UX=2.822,2.822
    ADD=15  RD=0,1  UX=2.822,2.822
    ADD=16  RD=0,1  UX=2.822,2.822
    ADD=17  RD=0,1  UX=2.822,2.822
    ADD=18  RD=0,1  UX=2.822,2.822
    ADD=19  RD=0,1  UX=2.822,2.822
    ADD=20  RD=0,1  UX=2.822,2.822
    ADD=21  RD=0,1  UX=2.822,2.822
    ADD=22  RD=0,1  UX=2.822,2.822
    ADD=23  RD=0,1  UX=2.587,2.587
    ADD=24  RD=0,1  UX=2.587,2.587
    ADD=25  RD=0,1  UX=2.587,2.587
    ADD=26  RD=0,1  UX=2.587,2.587
    ADD=27  RD=0,1  UX=2.587,2.587
    ADD=28  RD=0,1  UX=2.587,2.587
    ADD=29  RD=0,1  UX=2.587,2.587
    ADD=30  RD=0,1  UX=2.587,2.587
```

```
COMBO
  NAME=COMB1
    LOAD=LC1  SF=1
    LOAD=LC2  SF=0.5
    LOAD=TOPSOIL  SF=1
    LOAD=WALLSOIL  SF=1
    LOAD=SHEAR  SF=1
    LOAD=INERTIAF  SF=1

OUTPUT
; No Output Requested

END
```

9. OUPUT DATA

9.1 상시

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1	USD_MAX	0.125	-109.061	-631.054	0.000	0.000	0.000	-412.406
1	USD_MAX	0.319	-109.061	-635.540	0.000	0.000	0.000	-284.422
1	USD_MAX	0.513	-109.061	-640.025	0.000	0.000	0.000	-155.568
1	USD_MAX	0.706	-109.061	-644.511	0.000	0.000	0.000	-11.723
1	USD_MAX	0.900	-109.061	-648.997	0.000	0.000	0.000	142.105
1	USD_MIN	0.125	-429.453	-784.026	0.000	0.000	0.000	-702.671
1	USD_MIN	0.319	-429.453	-789.343	0.000	0.000	0.000	-555.966
1	USD_MIN	0.513	-429.453	-794.659	0.000	0.000	0.000	-408.231
1	USD_MIN	0.706	-429.453	-799.976	0.000	0.000	0.000	-273.335
1	USD_MIN	0.900	-429.453	-805.292	0.000	0.000	0.000	-145.991
2	USD_MAX	0.000	-109.061	-421.950	0.000	0.000	0.000	142.105
2	USD_MAX	0.258	-109.061	-427.912	0.000	0.000	0.000	276.832
2	USD_MAX	0.515	-109.061	-433.873	0.000	0.000	0.000	413.378
2	USD_MAX	0.773	-109.061	-439.835	0.000	0.000	0.000	551.744
2	USD_MAX	1.030	-109.061	-445.797	0.000	0.000	0.000	691.929
2	USD_MIN	0.000	-429.453	-532.080	0.000	0.000	0.000	-145.991
2	USD_MIN	0.258	-429.453	-539.146	0.000	0.000	0.000	-30.516
2	USD_MIN	0.515	-429.453	-546.212	0.000	0.000	0.000	86.495
2	USD_MIN	0.773	-429.453	-553.277	0.000	0.000	0.000	205.040
2	USD_MIN	1.030	-429.453	-560.343	0.000	0.000	0.000	325.121
3	USD_MAX	0.000	-109.061	-234.262	0.000	0.000	0.000	691.929
3	USD_MAX	0.258	-109.061	-240.229	0.000	0.000	0.000	767.336
3	USD_MAX	0.516	-109.061	-246.197	0.000	0.000	0.000	844.566
3	USD_MAX	0.773	-109.061	-252.165	0.000	0.000	0.000	923.619
3	USD_MAX	1.031	-109.061	-258.132	0.000	0.000	0.000	1004.495
3	USD_MIN	0.000	-429.453	-301.423	0.000	0.000	0.000	325.121
3	USD_MIN	0.258	-429.453	-308.496	0.000	0.000	0.000	393.326
3	USD_MIN	0.516	-429.453	-315.569	0.000	0.000	0.000	463.068
3	USD_MIN	0.773	-429.453	-322.641	0.000	0.000	0.000	534.350
3	USD_MIN	1.031	-429.453	-329.714	0.000	0.000	0.000	607.169
4	USD_MAX	0.000	-109.061	-67.939	0.000	0.000	0.000	1004.495
4	USD_MAX	0.258	-109.061	-73.901	0.000	0.000	0.000	1027.011
4	USD_MAX	0.515	-109.061	-79.862	0.000	0.000	0.000	1051.347
4	USD_MAX	0.773	-109.061	-85.824	0.000	0.000	0.000	1077.503
4	USD_MAX	1.030	-109.061	-91.786	0.000	0.000	0.000	1105.477
4	USD_MIN	0.000	-429.453	-103.696	0.000	0.000	0.000	607.169
4	USD_MIN	0.258	-429.453	-110.762	0.000	0.000	0.000	632.004
4	USD_MIN	0.515	-429.453	-117.828	0.000	0.000	0.000	658.374
4	USD_MIN	0.773	-429.453	-124.894	0.000	0.000	0.000	686.279
4	USD_MIN	1.030	-429.453	-131.959	0.000	0.000	0.000	715.719
5	USD_MAX	0.000	-109.061	115.895	0.000	0.000	0.000	1105.477
5	USD_MAX	0.258	-109.061	108.829	0.000	0.000	0.000	1077.503
5	USD_MAX	0.515	-109.061	101.763	0.000	0.000	0.000	1051.347
5	USD_MAX	0.773	-109.061	94.698	0.000	0.000	0.000	1027.011
5	USD_MAX	1.030	-109.061	87.632	0.000	0.000	0.000	1004.495
5	USD_MIN	0.000	-429.453	68.978	0.000	0.000	0.000	715.719
5	USD_MIN	0.258	-429.453	63.016	0.000	0.000	0.000	698.725
5	USD_MIN	0.515	-429.453	57.054	0.000	0.000	0.000	683.266
5	USD_MIN	0.773	-429.453	51.093	0.000	0.000	0.000	669.342
5	USD_MIN	1.030	-429.453	45.131	0.000	0.000	0.000	656.953
6	USD_MAX	0.000	-109.061	327.250	0.000	0.000	0.000	1004.495
6	USD_MAX	0.258	-109.061	320.178	0.000	0.000	0.000	923.619
6	USD_MAX	0.516	-109.061	313.105	0.000	0.000	0.000	844.566
6	USD_MAX	0.773	-109.061	306.032	0.000	0.000	0.000	767.336
6	USD_MAX	1.031	-109.061	298.960	0.000	0.000	0.000	691.929

6	USD_MIN	0.000	-429.453	237.357	0.000	0.000	0.000	656.953
6	USD_MIN	0.258	-429.453	231.390	0.000	0.000	0.000	596.543
6	USD_MIN	0.516	-429.453	225.422	0.000	0.000	0.000	537.672
6	USD_MIN	0.773	-429.453	219.454	0.000	0.000	0.000	477.300
6	USD_MIN	1.031	-429.453	213.487	0.000	0.000	0.000	410.549
7	USD_MAX	0.000	-109.061	560.343	0.000	0.000	0.000	691.929
7	USD_MAX	0.258	-109.061	553.277	0.000	0.000	0.000	551.744
7	USD_MAX	0.515	-109.061	546.212	0.000	0.000	0.000	413.378
7	USD_MAX	0.773	-109.061	539.146	0.000	0.000	0.000	276.832
7	USD_MAX	1.030	-109.061	532.080	0.000	0.000	0.000	148.798
7	USD_MIN	0.000	-429.453	422.352	0.000	0.000	0.000	410.549
7	USD_MIN	0.258	-429.453	416.390	0.000	0.000	0.000	288.200
7	USD_MIN	0.515	-429.453	410.428	0.000	0.000	0.000	167.386
7	USD_MIN	0.773	-429.453	404.467	0.000	0.000	0.000	48.107
7	USD_MIN	1.030	-429.453	398.505	0.000	0.000	0.000	-69.637
8	USD_MAX	0.000	-109.061	805.292	0.000	0.000	0.000	148.798
8	USD_MAX	0.194	-109.061	799.976	0.000	0.000	0.000	9.552
8	USD_MAX	0.388	-109.061	794.659	0.000	0.000	0.000	-119.542
8	USD_MAX	0.581	-109.061	789.343	0.000	0.000	0.000	-235.598
8	USD_MAX	0.775	-109.061	784.026	0.000	0.000	0.000	-350.785
8	USD_MIN	0.000	-429.453	610.213	0.000	0.000	0.000	-69.637
8	USD_MIN	0.194	-429.453	605.727	0.000	0.000	0.000	-201.911
8	USD_MIN	0.388	-429.453	601.241	0.000	0.000	0.000	-342.269
8	USD_MIN	0.581	-429.453	596.756	0.000	0.000	0.000	-495.719
8	USD_MIN	0.775	-429.453	592.270	0.000	0.000	0.000	-648.139
9	USD_MAX	0.200	-812.913	-115.863	0.000	0.000	0.000	-468.646
9	USD_MAX	0.525	-806.464	-95.526	0.000	0.000	0.000	-432.000
9	USD_MAX	0.850	-800.014	-75.728	0.000	0.000	0.000	-372.354
9	USD_MIN	0.200	-1007.240	-421.013	0.000	0.000	0.000	-710.462
9	USD_MIN	0.525	-999.596	-366.779	0.000	0.000	0.000	-584.585
9	USD_MIN	0.850	-991.952	-313.984	0.000	0.000	0.000	-477.131
10	USD_MAX	0.200	-767.436	-97.306	0.000	0.000	0.000	-402.712
10	USD_MAX	0.525	-760.986	-78.641	0.000	0.000	0.000	-371.697
10	USD_MAX	0.850	-754.536	-60.516	0.000	0.000	0.000	-286.369
10	USD_MIN	0.200	-1007.240	-395.362	0.000	0.000	0.000	-664.878
10	USD_MIN	0.525	-999.596	-341.128	0.000	0.000	0.000	-547.548
10	USD_MIN	0.850	-991.952	-288.334	0.000	0.000	0.000	-477.131
11	USD_MAX	0.000	-800.014	-75.728	0.000	0.000	0.000	-372.354
11	USD_MAX	0.470	-790.687	-48.052	0.000	0.000	0.000	-254.298
11	USD_MAX	0.940	-781.360	-21.506	0.000	0.000	0.000	-170.222
11	USD_MIN	0.000	-991.952	-313.984	0.000	0.000	0.000	-477.131
11	USD_MIN	0.470	-980.898	-240.182	0.000	0.000	0.000	-448.087
11	USD_MIN	0.940	-969.844	-169.392	0.000	0.000	0.000	-431.785
12	USD_MAX	0.000	-754.536	-60.516	0.000	0.000	0.000	-286.369
12	USD_MAX	0.470	-745.209	-35.259	0.000	0.000	0.000	-190.221
12	USD_MAX	0.940	-735.882	-11.132	0.000	0.000	0.000	-125.020
12	USD_MIN	0.000	-991.952	-288.334	0.000	0.000	0.000	-477.131
12	USD_MIN	0.470	-980.898	-214.532	0.000	0.000	0.000	-448.087
12	USD_MIN	0.940	-969.844	-143.741	0.000	0.000	0.000	-431.785
13	USD_MAX	0.000	-781.360	-21.506	0.000	0.000	0.000	-170.222
13	USD_MAX	0.470	-772.033	3.912	0.000	0.000	0.000	-114.191
13	USD_MAX	0.940	-762.705	28.199	0.000	0.000	0.000	-81.771
13	USD_MIN	0.000	-969.844	-169.392	0.000	0.000	0.000	-431.785
13	USD_MIN	0.470	-958.789	-101.613	0.000	0.000	0.000	-427.695
13	USD_MIN	0.940	-947.735	-36.845	0.000	0.000	0.000	-435.285
14	USD_MAX	0.000	-735.882	-11.132	0.000	0.000	0.000	-125.020
14	USD_MAX	0.470	-726.555	11.866	0.000	0.000	0.000	-89.351
14	USD_MAX	0.940	-717.228	33.735	0.000	0.000	0.000	-81.798
14	USD_MIN	0.000	-969.844	-143.741	0.000	0.000	0.000	-431.785
14	USD_MIN	0.470	-958.789	-75.962	0.000	0.000	0.000	-427.695
14	USD_MIN	0.940	-947.735	-11.195	0.000	0.000	0.000	-435.285

15	USD_MAX	0.000	-762.705	28.199	0.000	0.000	0.000	-81.771
15	USD_MAX	0.470	-753.378	57.671	0.000	0.000	0.000	-79.085
15	USD_MAX	0.940	-744.051	116.416	0.000	0.000	0.000	-104.716
15	USD_MIN	0.000	-947.735	-36.845	0.000	0.000	0.000	-435.285
15	USD_MIN	0.470	-936.680	24.911	0.000	0.000	0.000	-454.025
15	USD_MIN	0.940	-925.626	53.829	0.000	0.000	0.000	-483.385
16	USD_MAX	0.000	-717.228	33.735	0.000	0.000	0.000	-81.798
16	USD_MAX	0.470	-707.901	74.607	0.000	0.000	0.000	-100.947
16	USD_MAX	0.940	-698.574	126.901	0.000	0.000	0.000	-145.382
16	USD_MIN	0.000	-947.735	-11.195	0.000	0.000	0.000	-435.285
16	USD_MIN	0.470	-936.680	44.249	0.000	0.000	0.000	-454.025
16	USD_MIN	0.940	-925.626	66.278	0.000	0.000	0.000	-483.385
17	USD_MAX	0.000	-744.051	116.416	0.000	0.000	0.000	-104.716
17	USD_MAX	0.470	-734.724	172.150	0.000	0.000	0.000	-157.249
17	USD_MAX	0.940	-725.397	224.872	0.000	0.000	0.000	-235.270
17	USD_MIN	0.000	-925.626	53.829	0.000	0.000	0.000	-483.385
17	USD_MIN	0.470	-914.572	74.729	0.000	0.000	0.000	-522.833
17	USD_MIN	0.940	-903.517	94.500	0.000	0.000	0.000	-571.838
18	USD_MAX	0.000	-698.574	126.901	0.000	0.000	0.000	-145.382
18	USD_MAX	0.470	-689.246	176.184	0.000	0.000	0.000	-209.991
18	USD_MAX	0.940	-679.919	224.872	0.000	0.000	0.000	-300.068
18	USD_MIN	0.000	-925.626	66.278	0.000	0.000	0.000	-483.385
18	USD_MIN	0.470	-914.572	86.104	0.000	0.000	0.000	-522.833
18	USD_MIN	0.940	-903.517	103.455	0.000	0.000	0.000	-571.838
19	USD_MAX	0.000	-725.397	224.872	0.000	0.000	0.000	-235.270
19	USD_MAX	0.470	-716.070	274.583	0.000	0.000	0.000	-337.363
19	USD_MAX	0.940	-706.743	321.282	0.000	0.000	0.000	-462.112
19	USD_MIN	0.000	-903.517	94.500	0.000	0.000	0.000	-571.838
19	USD_MIN	0.470	-892.463	113.142	0.000	0.000	0.000	-629.871
19	USD_MIN	0.940	-881.408	130.654	0.000	0.000	0.000	-696.399
20	USD_MAX	0.000	-679.919	224.872	0.000	0.000	0.000	-300.068
20	USD_MAX	0.470	-670.592	274.583	0.000	0.000	0.000	-414.216
20	USD_MAX	0.940	-661.265	321.282	0.000	0.000	0.000	-547.674
20	USD_MIN	0.000	-903.517	103.455	0.000	0.000	0.000	-571.838
20	USD_MIN	0.470	-892.463	119.678	0.000	0.000	0.000	-629.871
20	USD_MIN	0.940	-881.408	134.771	0.000	0.000	0.000	-696.399
21	USD_MAX	0.000	-706.743	321.282	0.000	0.000	0.000	-462.112
21	USD_MAX	0.200	-702.774	340.241	0.000	0.000	0.000	-521.721
21	USD_MAX	0.400	-698.805	358.654	0.000	0.000	0.000	-582.365
21	USD_MIN	0.000	-881.408	130.654	0.000	0.000	0.000	-696.399
21	USD_MIN	0.200	-876.704	137.763	0.000	0.000	0.000	-727.156
21	USD_MIN	0.400	-872.000	144.668	0.000	0.000	0.000	-795.751
22	USD_MAX	0.000	-661.265	321.282	0.000	0.000	0.000	-547.674
22	USD_MAX	0.200	-657.296	340.241	0.000	0.000	0.000	-578.444
22	USD_MAX	0.400	-653.327	358.654	0.000	0.000	0.000	-607.205
22	USD_MIN	0.000	-881.408	134.771	0.000	0.000	0.000	-696.399
22	USD_MIN	0.200	-876.704	140.851	0.000	0.000	0.000	-727.156
22	USD_MIN	0.400	-872.000	146.727	0.000	0.000	0.000	-795.751
23	USD_MAX	0.400	-157.865	-617.492	0.000	0.000	0.000	-377.984
23	USD_MAX	0.500	-157.865	-599.149	0.000	0.000	0.000	-316.342
23	USD_MAX	0.600	-157.865	-580.805	0.000	0.000	0.000	-256.533
23	USD_MAX	0.700	-157.865	-562.462	0.000	0.000	0.000	-198.560
23	USD_MAX	0.800	-157.865	-544.118	0.000	0.000	0.000	-141.433
23	USD_MIN	0.400	-393.845	-776.139	0.000	0.000	0.000	-618.577
23	USD_MIN	0.500	-393.845	-754.525	0.000	0.000	0.000	-542.044
23	USD_MIN	0.600	-393.845	-732.912	0.000	0.000	0.000	-467.672
23	USD_MIN	0.700	-393.845	-711.298	0.000	0.000	0.000	-395.461
23	USD_MIN	0.800	-393.845	-689.685	0.000	0.000	0.000	-325.412
24	USD_MAX	0.000	-157.865	-544.118	0.000	0.000	0.000	-141.433
24	USD_MAX	0.266	-157.865	-495.324	0.000	0.000	0.000	6.572
24	USD_MAX	0.532	-157.865	-446.530	0.000	0.000	0.000	157.205

24	USD_MAX	0.798	-157.865	-397.736	0.000	0.000	0.000	292.546
24	USD_MAX	1.064	-157.865	-348.943	0.000	0.000	0.000	412.594
24	USD_MIN	0.000	-393.845	-689.685	0.000	0.000	0.000	-325.412
24	USD_MIN	0.266	-393.845	-632.193	0.000	0.000	0.000	-155.780
24	USD_MIN	0.532	-393.845	-574.701	0.000	0.000	0.000	-19.547
24	USD_MIN	0.798	-393.845	-517.210	0.000	0.000	0.000	103.706
24	USD_MIN	1.064	-393.845	-459.718	0.000	0.000	0.000	213.980
25	USD_MAX	0.000	-157.865	-348.943	0.000	0.000	0.000	412.594
25	USD_MAX	0.266	-157.865	-300.195	0.000	0.000	0.000	519.260
25	USD_MAX	0.532	-157.865	-251.446	0.000	0.000	0.000	618.534
25	USD_MAX	0.797	-157.865	-202.698	0.000	0.000	0.000	702.544
25	USD_MAX	1.063	-157.865	-153.950	0.000	0.000	0.000	771.289
25	USD_MIN	0.000	-393.845	-459.718	0.000	0.000	0.000	213.980
25	USD_MIN	0.266	-393.845	-402.280	0.000	0.000	0.000	311.190
25	USD_MIN	0.532	-393.845	-344.842	0.000	0.000	0.000	395.445
25	USD_MIN	0.797	-393.845	-287.405	0.000	0.000	0.000	466.464
25	USD_MIN	1.063	-393.845	-229.967	0.000	0.000	0.000	513.854
26	USD_MAX	0.000	-157.865	-153.950	0.000	0.000	0.000	771.289
26	USD_MAX	0.266	-157.865	-103.775	0.000	0.000	0.000	824.814
26	USD_MAX	0.532	-157.865	-52.414	0.000	0.000	0.000	863.046
26	USD_MAX	0.798	-157.865	-1.054	0.000	0.000	0.000	885.985
26	USD_MAX	1.064	-157.865	50.307	0.000	0.000	0.000	893.632
26	USD_MIN	0.000	-393.845	-229.967	0.000	0.000	0.000	513.854
26	USD_MIN	0.266	-393.845	-172.475	0.000	0.000	0.000	548.315
26	USD_MIN	0.532	-393.845	-114.984	0.000	0.000	0.000	569.797
26	USD_MIN	0.798	-393.845	-57.492	0.000	0.000	0.000	578.300
26	USD_MIN	1.064	-393.845	0.000	0.000	0.000	0.000	573.824
27	USD_MAX	0.000	-157.865	50.307	0.000	0.000	0.000	893.632
27	USD_MAX	0.266	-157.865	93.626	0.000	0.000	0.000	885.985
27	USD_MAX	0.532	-157.865	141.991	0.000	0.000	0.000	863.046
27	USD_MAX	0.798	-157.865	190.356	0.000	0.000	0.000	824.814
27	USD_MAX	1.064	-157.865	238.721	0.000	0.000	0.000	771.289
27	USD_MIN	0.000	-393.845	0.000	0.000	0.000	0.000	573.824
27	USD_MIN	0.266	-393.845	48.794	0.000	0.000	0.000	557.430
27	USD_MIN	0.532	-393.845	97.588	0.000	0.000	0.000	530.182
27	USD_MIN	0.798	-393.845	146.382	0.000	0.000	0.000	492.079
27	USD_MIN	1.064	-393.845	195.176	0.000	0.000	0.000	443.121
28	USD_MAX	0.000	-157.865	238.721	0.000	0.000	0.000	771.289
28	USD_MAX	0.266	-157.865	287.405	0.000	0.000	0.000	702.544
28	USD_MAX	0.532	-157.865	344.842	0.000	0.000	0.000	618.534
28	USD_MAX	0.797	-157.865	402.280	0.000	0.000	0.000	519.260
28	USD_MAX	1.063	-157.865	459.718	0.000	0.000	0.000	404.722
28	USD_MIN	0.000	-393.845	195.176	0.000	0.000	0.000	443.121
28	USD_MIN	0.266	-393.845	237.120	0.000	0.000	0.000	383.370
28	USD_MIN	0.532	-393.845	277.889	0.000	0.000	0.000	312.784
28	USD_MIN	0.797	-393.845	318.658	0.000	0.000	0.000	231.363
28	USD_MIN	1.063	-393.845	359.428	0.000	0.000	0.000	139.108
29	USD_MAX	0.000	-157.865	459.718	0.000	0.000	0.000	404.722
29	USD_MAX	0.266	-157.865	517.210	0.000	0.000	0.000	274.791
29	USD_MAX	0.532	-157.865	574.701	0.000	0.000	0.000	129.566
29	USD_MAX	0.798	-157.865	632.193	0.000	0.000	0.000	-30.951
29	USD_MAX	1.064	-157.865	689.685	0.000	0.000	0.000	-186.340
29	USD_MIN	0.000	-393.845	359.428	0.000	0.000	0.000	139.108
29	USD_MIN	0.266	-393.845	400.236	0.000	0.000	0.000	35.321
29	USD_MIN	0.532	-393.845	441.043	0.000	0.000	0.000	-81.141
29	USD_MIN	0.798	-393.845	481.851	0.000	0.000	0.000	-208.458
29	USD_MIN	1.064	-393.845	522.659	0.000	0.000	0.000	-359.646
30	USD_MAX	0.000	-157.865	689.685	0.000	0.000	0.000	-186.340
30	USD_MAX	0.100	-157.865	711.298	0.000	0.000	0.000	-245.791
30	USD_MAX	0.200	-157.865	732.912	0.000	0.000	0.000	-307.077
30	USD_MAX	0.300	-157.865	754.525	0.000	0.000	0.000	-364.633

30	USD_MAX	0.400	-157.865	776.139	0.000	0.000	0.000	-422.268
30	USD_MIN	0.000	-393.845	522.659	0.000	0.000	0.000	-359.646
30	USD_MIN	0.100	-393.845	538.000	0.000	0.000	0.000	-423.101
30	USD_MIN	0.200	-393.845	553.341	0.000	0.000	0.000	-488.374
30	USD_MIN	0.300	-393.845	568.683	0.000	0.000	0.000	-555.465
30	USD_MIN	0.400	-393.845	584.024	0.000	0.000	0.000	-624.375

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1	WSD_MAX	0.125	-99.717	-422.838	0.000	0.000	0.000	-314.530
1	WSD_MAX	0.319	-99.717	-426.161	0.000	0.000	0.000	-220.109
1	WSD_MAX	0.513	-99.717	-429.484	0.000	0.000	0.000	-125.044
1	WSD_MAX	0.706	-99.717	-432.807	0.000	0.000	0.000	-29.335
1	WSD_MAX	0.900	-99.717	-436.130	0.000	0.000	0.000	67.018
1	WSD_MIN	0.125	-263.965	-490.016	0.000	0.000	0.000	-439.169
1	WSD_MIN	0.319	-263.965	-493.339	0.000	0.000	0.000	-347.479
1	WSD_MIN	0.513	-263.965	-496.662	0.000	0.000	0.000	-255.144
1	WSD_MIN	0.706	-263.965	-499.985	0.000	0.000	0.000	-162.166
1	WSD_MIN	0.900	-263.965	-503.308	0.000	0.000	0.000	-68.544
2	WSD_MAX	0.000	-99.717	-286.598	0.000	0.000	0.000	67.018
2	WSD_MAX	0.258	-99.717	-291.014	0.000	0.000	0.000	151.621
2	WSD_MAX	0.515	-99.717	-295.430	0.000	0.000	0.000	237.362
2	WSD_MAX	0.773	-99.717	-299.846	0.000	0.000	0.000	324.239
2	WSD_MAX	1.030	-99.717	-304.262	0.000	0.000	0.000	412.254
2	WSD_MIN	0.000	-263.965	-332.550	0.000	0.000	0.000	-68.544
2	WSD_MIN	0.258	-263.965	-336.966	0.000	0.000	0.000	15.626
2	WSD_MIN	0.515	-263.965	-341.382	0.000	0.000	0.000	100.934
2	WSD_MIN	0.773	-263.965	-345.798	0.000	0.000	0.000	187.380
2	WSD_MIN	1.030	-263.965	-350.215	0.000	0.000	0.000	274.962
3	WSD_MAX	0.000	-99.717	-160.651	0.000	0.000	0.000	412.254
3	WSD_MAX	0.258	-99.717	-165.071	0.000	0.000	0.000	459.704
3	WSD_MAX	0.516	-99.717	-169.492	0.000	0.000	0.000	508.293
3	WSD_MAX	0.773	-99.717	-173.912	0.000	0.000	0.000	558.021
3	WSD_MAX	1.031	-99.717	-178.333	0.000	0.000	0.000	608.889
3	WSD_MIN	0.000	-263.965	-188.390	0.000	0.000	0.000	274.962
3	WSD_MIN	0.258	-263.965	-192.810	0.000	0.000	0.000	320.283
3	WSD_MIN	0.516	-263.965	-197.230	0.000	0.000	0.000	363.400
3	WSD_MIN	0.773	-263.965	-201.651	0.000	0.000	0.000	407.656
3	WSD_MIN	1.031	-263.965	-206.071	0.000	0.000	0.000	453.051
4	WSD_MAX	0.000	-99.717	-46.280	0.000	0.000	0.000	608.889
4	WSD_MAX	0.258	-99.717	-50.696	0.000	0.000	0.000	623.081
4	WSD_MAX	0.515	-99.717	-55.112	0.000	0.000	0.000	638.411
4	WSD_MAX	0.773	-99.717	-59.528	0.000	0.000	0.000	654.878
4	WSD_MAX	1.030	-99.717	-63.945	0.000	0.000	0.000	672.482
4	WSD_MIN	0.000	-263.965	-64.810	0.000	0.000	0.000	453.051
4	WSD_MIN	0.258	-263.965	-69.226	0.000	0.000	0.000	465.537
4	WSD_MIN	0.515	-263.965	-73.642	0.000	0.000	0.000	479.160
4	WSD_MIN	0.773	-263.965	-78.058	0.000	0.000	0.000	493.920
4	WSD_MIN	1.030	-263.965	-82.475	0.000	0.000	0.000	509.817
5	WSD_MAX	0.000	-99.717	72.434	0.000	0.000	0.000	672.482
5	WSD_MAX	0.258	-99.717	68.018	0.000	0.000	0.000	654.878
5	WSD_MAX	0.515	-99.717	63.602	0.000	0.000	0.000	638.411
5	WSD_MAX	0.773	-99.717	59.186	0.000	0.000	0.000	623.081
5	WSD_MAX	1.030	-99.717	54.770	0.000	0.000	0.000	608.889
5	WSD_MIN	0.000	-263.965	53.910	0.000	0.000	0.000	509.817
5	WSD_MIN	0.258	-263.965	49.494	0.000	0.000	0.000	493.920
5	WSD_MIN	0.515	-263.965	45.077	0.000	0.000	0.000	479.160
5	WSD_MIN	0.773	-263.965	40.661	0.000	0.000	0.000	465.537
5	WSD_MIN	1.030	-263.965	36.245	0.000	0.000	0.000	453.051
6	WSD_MAX	0.000	-99.717	204.531	0.000	0.000	0.000	608.889
6	WSD_MAX	0.258	-99.717	200.111	0.000	0.000	0.000	558.021
6	WSD_MAX	0.516	-99.717	195.691	0.000	0.000	0.000	508.293
6	WSD_MAX	0.773	-99.717	191.270	0.000	0.000	0.000	459.704
6	WSD_MAX	1.031	-99.717	186.850	0.000	0.000	0.000	412.254

6	WSD_MIN	0.000	-263.965	176.808	0.000	0.000	0.000	453.051
6	WSD_MIN	0.258	-263.965	172.387	0.000	0.000	0.000	407.656
6	WSD_MIN	0.516	-263.965	167.967	0.000	0.000	0.000	363.400
6	WSD_MIN	0.773	-263.965	163.546	0.000	0.000	0.000	320.283
6	WSD_MIN	1.031	-263.965	159.126	0.000	0.000	0.000	278.305
7	WSD_MAX	0.000	-99.717	350.215	0.000	0.000	0.000	412.254
7	WSD_MAX	0.258	-99.717	345.798	0.000	0.000	0.000	324.239
7	WSD_MAX	0.515	-99.717	341.382	0.000	0.000	0.000	237.362
7	WSD_MAX	0.773	-99.717	336.966	0.000	0.000	0.000	155.223
7	WSD_MAX	1.030	-99.717	332.550	0.000	0.000	0.000	78.824
7	WSD_MIN	0.000	-263.965	304.262	0.000	0.000	0.000	278.305
7	WSD_MIN	0.258	-263.965	299.846	0.000	0.000	0.000	200.526
7	WSD_MIN	0.515	-263.965	295.430	0.000	0.000	0.000	123.885
7	WSD_MIN	0.773	-263.965	291.014	0.000	0.000	0.000	48.380
7	WSD_MIN	1.030	-263.965	286.598	0.000	0.000	0.000	-25.988
8	WSD_MAX	0.000	-99.717	503.308	0.000	0.000	0.000	78.824
8	WSD_MAX	0.194	-99.717	499.985	0.000	0.000	0.000	-8.350
8	WSD_MAX	0.388	-99.717	496.662	0.000	0.000	0.000	-94.880
8	WSD_MAX	0.581	-99.717	493.339	0.000	0.000	0.000	-180.766
8	WSD_MAX	0.775	-99.717	490.016	0.000	0.000	0.000	-266.009
8	WSD_MIN	0.000	-263.965	436.130	0.000	0.000	0.000	-25.988
8	WSD_MIN	0.194	-263.965	432.807	0.000	0.000	0.000	-117.368
8	WSD_MIN	0.388	-263.965	429.484	0.000	0.000	0.000	-213.918
8	WSD_MIN	0.581	-263.965	426.161	0.000	0.000	0.000	-309.825
8	WSD_MIN	0.775	-263.965	422.838	0.000	0.000	0.000	-405.087
9	WSD_MAX	0.200	-543.938	-106.463	0.000	0.000	0.000	-352.750
9	WSD_MAX	0.525	-539.161	-89.515	0.000	0.000	0.000	-297.768
9	WSD_MAX	0.850	-534.383	-73.017	0.000	0.000	0.000	-240.434
9	WSD_MIN	0.200	-629.525	-259.094	0.000	0.000	0.000	-444.039
9	WSD_MIN	0.525	-624.748	-225.198	0.000	0.000	0.000	-365.366
9	WSD_MIN	0.850	-619.970	-192.201	0.000	0.000	0.000	-297.563
10	WSD_MAX	0.200	-543.938	-89.921	0.000	0.000	0.000	-301.701
10	WSD_MAX	0.525	-539.161	-74.367	0.000	0.000	0.000	-274.848
10	WSD_MAX	0.850	-534.383	-59.262	0.000	0.000	0.000	-222.831
10	WSD_MIN	0.200	-629.525	-242.658	0.000	0.000	0.000	-415.549
10	WSD_MIN	0.525	-624.748	-208.762	0.000	0.000	0.000	-342.217
10	WSD_MIN	0.850	-619.970	-175.765	0.000	0.000	0.000	-294.517
11	WSD_MAX	0.000	-534.383	-73.017	0.000	0.000	0.000	-240.434
11	WSD_MAX	0.470	-527.474	-49.954	0.000	0.000	0.000	-174.551
11	WSD_MAX	0.940	-520.565	-27.832	0.000	0.000	0.000	-128.009
11	WSD_MIN	0.000	-619.970	-192.201	0.000	0.000	0.000	-297.563
11	WSD_MIN	0.470	-613.061	-146.075	0.000	0.000	0.000	-265.656
11	WSD_MIN	0.940	-606.152	-101.831	0.000	0.000	0.000	-247.413
12	WSD_MAX	0.000	-534.383	-59.262	0.000	0.000	0.000	-222.831
12	WSD_MAX	0.470	-527.474	-38.215	0.000	0.000	0.000	-164.636
12	WSD_MAX	0.940	-520.565	-18.109	0.000	0.000	0.000	-125.784
12	WSD_MIN	0.000	-619.970	-175.765	0.000	0.000	0.000	-294.517
12	WSD_MIN	0.470	-613.061	-129.639	0.000	0.000	0.000	-265.656
12	WSD_MIN	0.940	-606.152	-85.395	0.000	0.000	0.000	-247.413
13	WSD_MAX	0.000	-520.565	-27.832	0.000	0.000	0.000	-128.009
13	WSD_MAX	0.470	-513.656	-6.651	0.000	0.000	0.000	-99.926
13	WSD_MAX	0.940	-506.747	13.589	0.000	0.000	0.000	-89.415
13	WSD_MIN	0.000	-606.152	-101.831	0.000	0.000	0.000	-247.413
13	WSD_MIN	0.470	-599.243	-59.469	0.000	0.000	0.000	-239.346
13	WSD_MIN	0.940	-592.334	-18.989	0.000	0.000	0.000	-241.014
14	WSD_MAX	0.000	-520.565	-18.109	0.000	0.000	0.000	-125.784
14	WSD_MAX	0.470	-513.656	1.056	0.000	0.000	0.000	-99.926
14	WSD_MAX	0.940	-506.747	19.280	0.000	0.000	0.000	-89.415
14	WSD_MIN	0.000	-606.152	-85.395	0.000	0.000	0.000	-247.413
14	WSD_MIN	0.470	-599.243	-43.033	0.000	0.000	0.000	-239.346
14	WSD_MIN	0.940	-592.334	-4.296	0.000	0.000	0.000	-241.014

15	WSD_MAX	0.000	-506.747	13.589	0.000	0.000	0.000	-89.415
15	WSD_MAX	0.470	-499.838	36.044	0.000	0.000	0.000	-95.592
15	WSD_MAX	0.940	-492.929	72.760	0.000	0.000	0.000	-117.573
15	WSD_MIN	0.000	-592.334	-18.989	0.000	0.000	0.000	-241.014
15	WSD_MIN	0.470	-585.425	19.609	0.000	0.000	0.000	-251.972
15	WSD_MIN	0.940	-578.516	41.411	0.000	0.000	0.000	-271.781
16	WSD_MAX	0.000	-506.747	19.280	0.000	0.000	0.000	-89.415
16	WSD_MAX	0.470	-499.838	46.629	0.000	0.000	0.000	-95.592
16	WSD_MAX	0.940	-492.929	79.313	0.000	0.000	0.000	-117.573
16	WSD_MIN	0.000	-592.334	-4.296	0.000	0.000	0.000	-241.014
16	WSD_MIN	0.470	-585.425	30.270	0.000	0.000	0.000	-251.972
16	WSD_MIN	0.940	-578.516	51.246	0.000	0.000	0.000	-271.781
17	WSD_MAX	0.000	-492.929	72.760	0.000	0.000	0.000	-117.573
17	WSD_MAX	0.470	-486.020	107.594	0.000	0.000	0.000	-154.474
17	WSD_MAX	0.940	-479.111	140.545	0.000	0.000	0.000	-205.409
17	WSD_MIN	0.000	-578.516	41.411	0.000	0.000	0.000	-271.781
17	WSD_MIN	0.470	-571.607	58.827	0.000	0.000	0.000	-299.996
17	WSD_MIN	0.940	-564.698	75.303	0.000	0.000	0.000	-336.176
18	WSD_MAX	0.000	-492.929	79.313	0.000	0.000	0.000	-117.573
18	WSD_MAX	0.470	-486.020	110.115	0.000	0.000	0.000	-154.474
18	WSD_MAX	0.940	-479.111	140.545	0.000	0.000	0.000	-205.409
18	WSD_MIN	0.000	-578.516	51.246	0.000	0.000	0.000	-271.781
18	WSD_MIN	0.470	-571.607	68.306	0.000	0.000	0.000	-299.996
18	WSD_MIN	0.940	-564.698	82.766	0.000	0.000	0.000	-336.176
19	WSD_MAX	0.000	-479.111	140.545	0.000	0.000	0.000	-205.409
19	WSD_MAX	0.470	-472.202	171.614	0.000	0.000	0.000	-269.493
19	WSD_MAX	0.940	-465.293	200.801	0.000	0.000	0.000	-345.844
19	WSD_MIN	0.000	-564.698	75.303	0.000	0.000	0.000	-336.176
19	WSD_MIN	0.470	-557.789	90.838	0.000	0.000	0.000	-379.878
19	WSD_MIN	0.940	-550.880	105.431	0.000	0.000	0.000	-430.661
20	WSD_MAX	0.000	-479.111	140.545	0.000	0.000	0.000	-205.409
20	WSD_MAX	0.470	-472.202	171.614	0.000	0.000	0.000	-269.493
20	WSD_MAX	0.940	-465.293	200.801	0.000	0.000	0.000	-345.844
20	WSD_MIN	0.000	-564.698	82.766	0.000	0.000	0.000	-336.176
20	WSD_MIN	0.470	-557.789	96.285	0.000	0.000	0.000	-379.878
20	WSD_MIN	0.940	-550.880	108.862	0.000	0.000	0.000	-430.661
21	WSD_MAX	0.000	-465.293	200.801	0.000	0.000	0.000	-345.844
21	WSD_MAX	0.200	-462.353	212.650	0.000	0.000	0.000	-381.836
21	WSD_MAX	0.400	-459.413	224.159	0.000	0.000	0.000	-419.821
21	WSD_MIN	0.000	-550.880	105.431	0.000	0.000	0.000	-430.661
21	WSD_MIN	0.200	-547.940	111.356	0.000	0.000	0.000	-454.309
21	WSD_MIN	0.400	-545.000	117.110	0.000	0.000	0.000	-497.344
22	WSD_MAX	0.000	-465.293	200.801	0.000	0.000	0.000	-345.844
22	WSD_MAX	0.200	-462.353	212.650	0.000	0.000	0.000	-381.836
22	WSD_MAX	0.400	-459.413	224.159	0.000	0.000	0.000	-419.821
22	WSD_MIN	0.000	-550.880	108.862	0.000	0.000	0.000	-430.661
22	WSD_MIN	0.200	-547.940	113.929	0.000	0.000	0.000	-454.309
22	WSD_MIN	0.400	-545.000	118.826	0.000	0.000	0.000	-497.344
23	WSD_MAX	0.400	-128.107	-408.078	0.000	0.000	0.000	-283.896
23	WSD_MAX	0.500	-128.107	-396.714	0.000	0.000	0.000	-238.486
23	WSD_MAX	0.600	-128.107	-385.350	0.000	0.000	0.000	-194.427
23	WSD_MAX	0.700	-128.107	-373.986	0.000	0.000	0.000	-151.719
23	WSD_MAX	0.800	-128.107	-362.622	0.000	0.000	0.000	-110.362
23	WSD_MIN	0.400	-246.153	-485.087	0.000	0.000	0.000	-386.611
23	WSD_MIN	0.500	-246.153	-471.578	0.000	0.000	0.000	-338.777
23	WSD_MIN	0.600	-246.153	-458.070	0.000	0.000	0.000	-292.295
23	WSD_MIN	0.700	-246.153	-444.562	0.000	0.000	0.000	-247.163
23	WSD_MIN	0.800	-246.153	-431.053	0.000	0.000	0.000	-203.383
24	WSD_MAX	0.000	-128.107	-362.622	0.000	0.000	0.000	-110.362
24	WSD_MAX	0.266	-128.107	-332.394	0.000	0.000	0.000	-6.928
24	WSD_MAX	0.532	-128.107	-302.166	0.000	0.000	0.000	86.949

24	WSD_MAX	0.798	-128.107	-271.938	0.000	0.000	0.000	171.267
24	WSD_MAX	1.064	-128.107	-241.710	0.000	0.000	0.000	246.028
24	WSD_MIN	0.000	-246.153	-431.053	0.000	0.000	0.000	-203.383
24	WSD_MIN	0.266	-246.153	-395.121	0.000	0.000	0.000	-93.502
24	WSD_MIN	0.532	-246.153	-359.188	0.000	0.000	0.000	1.798
24	WSD_MIN	0.798	-246.153	-323.256	0.000	0.000	0.000	78.154
24	WSD_MIN	1.064	-246.153	-287.324	0.000	0.000	0.000	146.470
25	WSD_MAX	0.000	-128.107	-241.710	0.000	0.000	0.000	246.028
25	WSD_MAX	0.266	-128.107	-211.511	0.000	0.000	0.000	311.174
25	WSD_MAX	0.532	-128.107	-181.311	0.000	0.000	0.000	371.752
25	WSD_MAX	0.797	-128.107	-151.112	0.000	0.000	0.000	424.258
25	WSD_MAX	1.063	-128.107	-115.441	0.000	0.000	0.000	467.224
25	WSD_MIN	0.000	-246.153	-287.324	0.000	0.000	0.000	146.470
25	WSD_MIN	0.266	-246.153	-251.425	0.000	0.000	0.000	206.691
25	WSD_MIN	0.532	-246.153	-215.527	0.000	0.000	0.000	258.887
25	WSD_MIN	0.797	-246.153	-179.628	0.000	0.000	0.000	303.058
25	WSD_MIN	1.063	-246.153	-143.729	0.000	0.000	0.000	339.203
26	WSD_MAX	0.000	-128.107	-115.441	0.000	0.000	0.000	467.224
26	WSD_MAX	0.266	-128.107	-79.509	0.000	0.000	0.000	500.677
26	WSD_MAX	0.532	-128.107	-43.576	0.000	0.000	0.000	524.572
26	WSD_MAX	0.798	-128.107	-7.644	0.000	0.000	0.000	538.909
26	WSD_MAX	1.064	-128.107	28.289	0.000	0.000	0.000	543.688
26	WSD_MIN	0.000	-246.153	-143.729	0.000	0.000	0.000	339.203
26	WSD_MIN	0.266	-246.153	-107.797	0.000	0.000	0.000	367.345
26	WSD_MIN	0.532	-246.153	-71.865	0.000	0.000	0.000	387.447
26	WSD_MIN	0.798	-246.153	-35.932	0.000	0.000	0.000	399.508
26	WSD_MIN	1.064	-246.153	0.000	0.000	0.000	0.000	403.528
27	WSD_MAX	0.000	-128.107	28.289	0.000	0.000	0.000	543.688
27	WSD_MAX	0.266	-128.107	58.516	0.000	0.000	0.000	538.909
27	WSD_MAX	0.532	-128.107	88.744	0.000	0.000	0.000	524.572
27	WSD_MAX	0.798	-128.107	118.972	0.000	0.000	0.000	500.677
27	WSD_MAX	1.064	-128.107	149.200	0.000	0.000	0.000	467.224
27	WSD_MIN	0.000	-246.153	0.000	0.000	0.000	0.000	403.528
27	WSD_MIN	0.266	-246.153	30.228	0.000	0.000	0.000	399.508
27	WSD_MIN	0.532	-246.153	60.456	0.000	0.000	0.000	387.447
27	WSD_MIN	0.798	-246.153	90.684	0.000	0.000	0.000	367.345
27	WSD_MIN	1.064	-246.153	120.912	0.000	0.000	0.000	339.203
28	WSD_MAX	0.000	-128.107	149.200	0.000	0.000	0.000	467.224
28	WSD_MAX	0.266	-128.107	179.628	0.000	0.000	0.000	424.258
28	WSD_MAX	0.532	-128.107	215.527	0.000	0.000	0.000	371.752
28	WSD_MAX	0.797	-128.107	251.425	0.000	0.000	0.000	309.706
28	WSD_MAX	1.063	-128.107	287.324	0.000	0.000	0.000	238.120
28	WSD_MIN	0.000	-246.153	120.912	0.000	0.000	0.000	339.203
28	WSD_MIN	0.266	-246.153	151.112	0.000	0.000	0.000	303.058
28	WSD_MIN	0.532	-246.153	181.311	0.000	0.000	0.000	254.278
28	WSD_MIN	0.797	-246.153	211.511	0.000	0.000	0.000	194.564
28	WSD_MIN	1.063	-246.153	241.710	0.000	0.000	0.000	126.825
29	WSD_MAX	0.000	-128.107	287.324	0.000	0.000	0.000	238.120
29	WSD_MAX	0.266	-128.107	323.256	0.000	0.000	0.000	156.913
29	WSD_MAX	0.532	-128.107	359.188	0.000	0.000	0.000	66.147
29	WSD_MAX	0.798	-128.107	395.121	0.000	0.000	0.000	-34.176
29	WSD_MAX	1.064	-128.107	431.053	0.000	0.000	0.000	-144.057
29	WSD_MIN	0.000	-246.153	241.710	0.000	0.000	0.000	126.825
29	WSD_MIN	0.266	-246.153	271.938	0.000	0.000	0.000	50.985
29	WSD_MIN	0.532	-246.153	302.166	0.000	0.000	0.000	-32.896
29	WSD_MIN	0.798	-246.153	332.394	0.000	0.000	0.000	-124.817
29	WSD_MIN	1.064	-246.153	362.622	0.000	0.000	0.000	-224.779
30	WSD_MAX	0.000	-128.107	431.053	0.000	0.000	0.000	-144.057
30	WSD_MAX	0.100	-128.107	444.562	0.000	0.000	0.000	-187.838
30	WSD_MAX	0.200	-128.107	458.070	0.000	0.000	0.000	-232.969
30	WSD_MAX	0.300	-128.107	471.578	0.000	0.000	0.000	-277.022

30	WSD_MAX	0.400	-128.107	485.087	0.000	0.000	0.000	-319.685
30	WSD_MIN	0.000	-246.153	362.622	0.000	0.000	0.000	-224.779
30	WSD_MIN	0.100	-246.153	373.986	0.000	0.000	0.000	-264.438
30	WSD_MIN	0.200	-246.153	385.350	0.000	0.000	0.000	-305.234
30	WSD_MIN	0.300	-246.153	396.714	0.000	0.000	0.000	-347.166
30	WSD_MIN	0.400	-246.153	408.078	0.000	0.000	0.000	-390.234

9.2 지진시

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1	COMB1	0.125	-239.889	-228.431	0.000	0.000	0.000	-528.702
1	COMB1	0.319	-227.905	-231.754	0.000	0.000	0.000	-484.122
1	COMB1	0.513	-215.922	-235.077	0.000	0.000	0.000	-438.898
1	COMB1	0.706	-203.938	-238.400	0.000	0.000	0.000	-393.030
1	COMB1	0.900	-191.955	-241.723	0.000	0.000	0.000	-346.518
2	COMB1	0.000	-195.260	-176.613	0.000	0.000	0.000	-346.518
2	COMB1	0.258	-179.334	-181.029	0.000	0.000	0.000	-300.471
2	COMB1	0.515	-163.407	-185.445	0.000	0.000	0.000	-253.288
2	COMB1	0.773	-147.480	-189.862	0.000	0.000	0.000	-204.967
2	COMB1	1.030	-131.554	-194.278	0.000	0.000	0.000	-155.509
3	COMB1	0.000	-135.163	-132.581	0.000	0.000	0.000	-155.509
3	COMB1	0.258	-119.221	-137.002	0.000	0.000	0.000	-120.767
3	COMB1	0.516	-103.279	-141.422	0.000	0.000	0.000	-84.885
3	COMB1	0.773	-87.337	-145.843	0.000	0.000	0.000	-47.863
3	COMB1	1.031	-71.395	-150.263	0.000	0.000	0.000	-9.703
4	COMB1	0.000	-75.056	-102.344	0.000	0.000	0.000	-9.703
4	COMB1	0.258	-59.129	-106.760	0.000	0.000	0.000	17.219
4	COMB1	0.515	-43.202	-111.176	0.000	0.000	0.000	45.278
4	COMB1	0.773	-27.276	-115.592	0.000	0.000	0.000	74.475
4	COMB1	1.030	-11.349	-120.008	0.000	0.000	0.000	104.808
5	COMB1	0.000	-15.031	-86.340	0.000	0.000	0.000	104.808
5	COMB1	0.258	0.896	-90.757	0.000	0.000	0.000	127.610
5	COMB1	0.515	16.822	-95.173	0.000	0.000	0.000	151.548
5	COMB1	0.773	32.749	-99.589	0.000	0.000	0.000	176.624
5	COMB1	1.030	48.676	-104.005	0.000	0.000	0.000	202.836
6	COMB1	0.000	45.002	-80.772	0.000	0.000	0.000	202.836
6	COMB1	0.258	60.944	-85.192	0.000	0.000	0.000	224.225
6	COMB1	0.516	76.886	-89.613	0.000	0.000	0.000	246.753
6	COMB1	0.773	92.828	-94.033	0.000	0.000	0.000	270.420
6	COMB1	1.031	108.770	-98.453	0.000	0.000	0.000	295.227
7	COMB1	0.000	105.135	-78.158	0.000	0.000	0.000	295.227
7	COMB1	0.258	121.061	-82.574	0.000	0.000	0.000	315.921
7	COMB1	0.515	136.988	-86.990	0.000	0.000	0.000	337.753
7	COMB1	0.773	152.915	-91.406	0.000	0.000	0.000	360.721
7	COMB1	1.030	168.841	-95.822	0.000	0.000	0.000	384.827
8	COMB1	0.000	165.499	-69.300	0.000	0.000	0.000	384.827
8	COMB1	0.194	177.483	-72.623	0.000	0.000	0.000	398.576
8	COMB1	0.388	189.466	-75.946	0.000	0.000	0.000	412.968
8	COMB1	0.581	201.450	-79.269	0.000	0.000	0.000	428.005
8	COMB1	0.775	213.434	-82.592	0.000	0.000	0.000	443.685
9	COMB1	0.200	-279.770	-235.020	0.000	0.000	0.000	-509.931
9	COMB1	0.525	-259.007	-228.304	0.000	0.000	0.000	-434.500
9	COMB1	0.850	-238.244	-216.388	0.000	0.000	0.000	-362.097
10	COMB1	0.200	30.799	208.402	0.000	0.000	0.000	412.275
10	COMB1	0.525	19.591	201.686	0.000	0.000	0.000	345.494
10	COMB1	0.850	8.383	189.770	0.000	0.000	0.000	281.742
11	COMB1	0.000	-259.438	-220.743	0.000	0.000	0.000	-362.097
11	COMB1	0.470	-229.411	-194.578	0.000	0.000	0.000	-264.091
11	COMB1	0.940	-199.384	-158.065	0.000	0.000	0.000	-180.814
12	COMB1	0.000	-6.567	205.519	0.000	0.000	0.000	281.742
12	COMB1	0.470	-22.776	179.354	0.000	0.000	0.000	190.892
12	COMB1	0.940	-38.985	142.841	0.000	0.000	0.000	114.771
13	COMB1	0.000	-221.764	-195.525	0.000	0.000	0.000	-180.814
13	COMB1	0.470	-191.737	-148.995	0.000	0.000	0.000	-99.473
13	COMB1	0.940	-161.710	-92.778	0.000	0.000	0.000	-42.277

14	COMB1	0.000	-54.698	201.964	0.000	0.000	0.000	114.771
14	COMB1	0.470	-70.907	155.434	0.000	0.000	0.000	30.403
14	COMB1	0.940	-87.115	99.218	0.000	0.000	0.000	-29.820
15	COMB1	0.000	-184.191	-171.930	0.000	0.000	0.000	-42.277
15	COMB1	0.470	-154.164	-106.417	0.000	0.000	0.000	23.484
15	COMB1	0.940	-124.137	-31.998	0.000	0.000	0.000	56.360
16	COMB1	0.000	-102.866	206.381	0.000	0.000	0.000	-29.820
16	COMB1	0.470	-119.075	140.868	0.000	0.000	0.000	-111.772
16	COMB1	0.940	-135.283	66.449	0.000	0.000	0.000	-160.840
17	COMB1	0.000	-146.700	-154.608	0.000	0.000	0.000	56.360
17	COMB1	0.470	-116.673	-71.714	0.000	0.000	0.000	109.861
17	COMB1	0.940	-86.646	19.222	0.000	0.000	0.000	122.511
18	COMB1	0.000	-151.097	219.745	0.000	0.000	0.000	-160.840
18	COMB1	0.470	-167.305	136.852	0.000	0.000	0.000	-244.956
18	COMB1	0.940	-183.514	45.915	0.000	0.000	0.000	-288.221
19	COMB1	0.000	-109.270	-143.551	0.000	0.000	0.000	122.511
19	COMB1	0.470	-79.243	-45.052	0.000	0.000	0.000	167.110
19	COMB1	0.940	-49.217	60.529	0.000	0.000	0.000	163.751
20	COMB1	0.000	-199.416	236.762	0.000	0.000	0.000	-288.221
20	COMB1	0.470	-215.625	138.263	0.000	0.000	0.000	-376.629
20	COMB1	0.940	-231.834	32.682	0.000	0.000	0.000	-417.078
21	COMB1	0.000	-70.196	-121.067	0.000	0.000	0.000	163.751
21	COMB1	0.200	-57.418	-74.077	0.000	0.000	0.000	183.283
21	COMB1	0.400	-44.641	-25.978	0.000	0.000	0.000	193.307
22	COMB1	0.000	-246.657	230.141	0.000	0.000	0.000	-417.078
22	COMB1	0.200	-253.554	183.151	0.000	0.000	0.000	-458.426
22	COMB1	0.400	-260.452	135.052	0.000	0.000	0.000	-490.265
23	COMB1	0.400	93.891	-32.168	0.000	0.000	0.000	206.757
23	COMB1	0.500	82.738	-19.732	0.000	0.000	0.000	209.352
23	COMB1	0.600	71.585	-7.296	0.000	0.000	0.000	210.703
23	COMB1	0.700	60.433	5.140	0.000	0.000	0.000	210.811
23	COMB1	0.800	49.280	17.577	0.000	0.000	0.000	209.675
24	COMB1	0.000	114.807	-62.059	0.000	0.000	0.000	209.675
24	COMB1	0.266	85.141	-28.979	0.000	0.000	0.000	221.783
24	COMB1	0.532	55.474	4.102	0.000	0.000	0.000	225.092
24	COMB1	0.798	25.808	37.182	0.000	0.000	0.000	219.601
24	COMB1	1.064	-3.858	70.262	0.000	0.000	0.000	205.311
25	COMB1	0.000	70.973	-37.631	0.000	0.000	0.000	205.311
25	COMB1	0.266	41.335	-4.582	0.000	0.000	0.000	210.920
25	COMB1	0.532	11.696	28.467	0.000	0.000	0.000	207.747
25	COMB1	0.797	-17.942	61.516	0.000	0.000	0.000	195.790
25	COMB1	1.063	-47.580	94.565	0.000	0.000	0.000	175.051
26	COMB1	0.000	27.258	-16.319	0.000	0.000	0.000	175.051
26	COMB1	0.266	-2.408	16.761	0.000	0.000	0.000	174.992
26	COMB1	0.532	-32.075	49.841	0.000	0.000	0.000	166.134
26	COMB1	0.798	-61.741	82.921	0.000	0.000	0.000	148.477
26	COMB1	1.064	-91.407	116.001	0.000	0.000	0.000	122.020
27	COMB1	0.000	-16.589	14.165	0.000	0.000	0.000	122.020
27	COMB1	0.266	-46.255	47.245	0.000	0.000	0.000	113.852
27	COMB1	0.532	-75.921	80.325	0.000	0.000	0.000	96.885
27	COMB1	0.798	-105.587	113.405	0.000	0.000	0.000	71.119
27	COMB1	1.064	-135.253	146.486	0.000	0.000	0.000	36.554
28	COMB1	0.000	-60.482	62.229	0.000	0.000	0.000	36.554
28	COMB1	0.266	-90.120	95.278	0.000	0.000	0.000	15.625
28	COMB1	0.532	-119.758	128.327	0.000	0.000	0.000	-14.087
28	COMB1	0.797	-149.397	161.376	0.000	0.000	0.000	-52.581
28	COMB1	1.063	-179.035	194.425	0.000	0.000	0.000	-99.858
29	COMB1	0.000	-104.336	130.575	0.000	0.000	0.000	-99.858
29	COMB1	0.266	-134.003	163.655	0.000	0.000	0.000	-138.991
29	COMB1	0.532	-163.669	196.735	0.000	0.000	0.000	-186.923
29	COMB1	0.798	-193.335	229.816	0.000	0.000	0.000	-243.654

29	COMB1	1.064	-223.001	262.896	0.000	0.000	0.000	-309.185
30	COMB1	0.000	-157.648	219.434	0.000	0.000	0.000	-309.185
30	COMB1	0.100	-168.801	231.870	0.000	0.000	0.000	-331.750
30	COMB1	0.200	-179.954	244.307	0.000	0.000	0.000	-355.559
30	COMB1	0.300	-191.107	256.743	0.000	0.000	0.000	-380.611
30	COMB1	0.400	-202.259	269.179	0.000	0.000	0.000	-406.907

10. 단면력 요약

(1) 평상시 단면력 집계

구분	위치	부재	극한하중			사용하중	비고
			Mu(kN · m)	Su(kN)	Pu(kN)	M(kN · m)	
상부슬래브	단부	23, 30	624.37	776.14	-	390.23	
	중앙부	26, 27	893.63	229.97	-	543.69	
벽체	상단부 (축력최대)	21, 22	696.40	130.65	881.41	430.66	
	상단부 (모멘트최대)	21, 22	795.75	144.67	872.00	497.34	
	중앙부 (축력최대)	15, 16	435.29	36.85	947.73	241.01	(외측)
	중앙부 (모멘트최대)	15, 16	483.38	53.83	925.63	271.78	(외측)
	하단부 (축력최대)	9, 10	710.46	421.01	1007.24	444.04	
	하단부 (모멘트최대)	9, 10	710.46	421.01	1007.24	444.04	
하부슬래브	단부	1, 8	702.67	805.29	-	439.17	
	중앙부	4, 5	1105.48	131.96	-	672.48	

(2) 지진시 단면력 집계

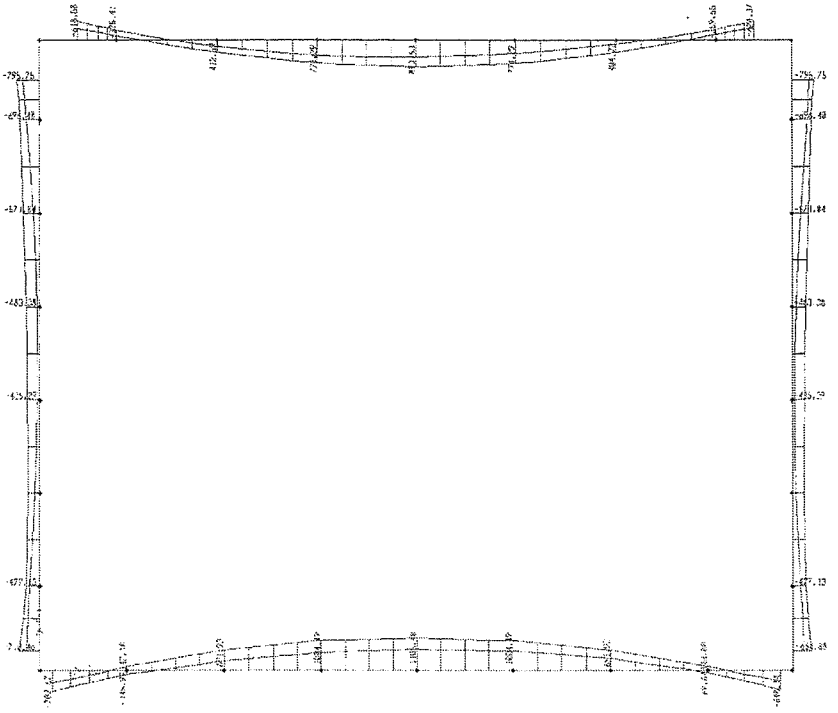
구분	위치	부재	지진하중			비고
			Me(kN · m)	Se(kN)	Pe(kN)	
상부슬래브	단부	23, 30	406.91	269.18		
	중앙부	26, 27	175.05	116.00		
벽체	내측부인장 (상단)	21, 22	193.31	25.98	44.64	(내측)
	상단부 (축력최대)	21, 22	490.26	135.05	260.45	
	상단부 (모멘트최대)	21, 22	490.26	135.05	260.45	
	중앙부 (축력최대)	15, 16	42.28	171.93	184.19	(외측)
	중앙부 (모멘트최대)	15, 16	160.84	66.45	135.28	(외측)
	하단부 (축력최대)	9, 10	509.93	235.02	279.77	
	하단부 (모멘트최대)	9, 10	509.93	235.02	279.77	
	내측부인장 (하단)	9, 10	412.27	208.40	30.80	
하부슬래브	단부	1, 8	528.70	235.02		
	중앙부	4, 5	202.84	241.72		

(3) 적용 단면력 집계

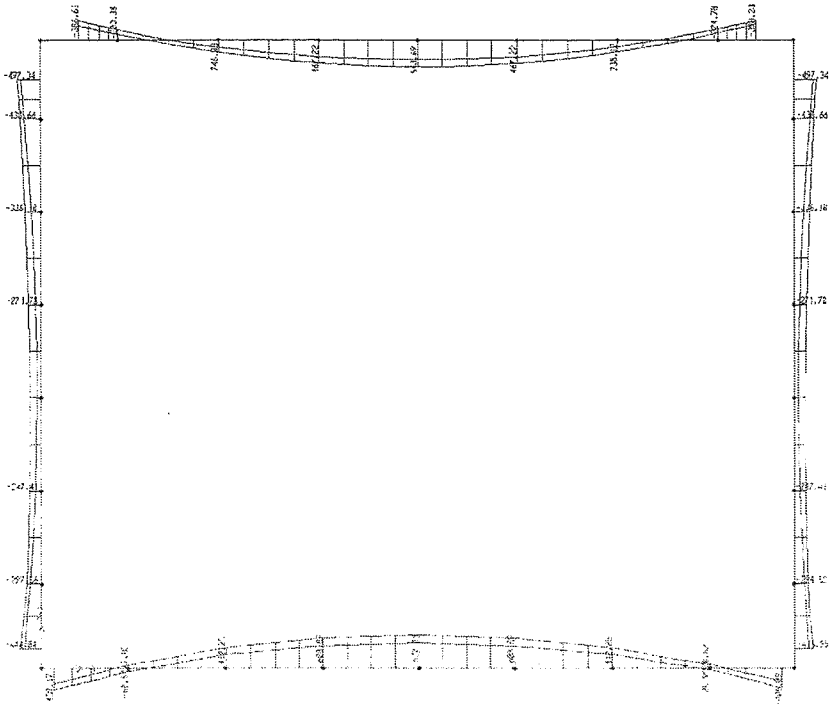
구분	위치	부재	극한하중(지진시 포함)			사용하중	비고
			Mu(kN · m)	Su(kN)	Pu(kN)	M(kN · m)	
상부슬래브	단부	23, 30	624.37	776.14	-	390.23	
	중앙부	26, 27	893.63	229.97	-	543.69	
벽체	내측부인장(상단)	21, 22	193.31	25.98	44.64	193.31	(내측)
	상단부(축력최대)	21, 22	696.40	135.05	881.41	430.66	
	상단부(모멘트최대)	21, 22	795.75	144.67	872.00	497.34	
	중앙부(축력최대)	15, 16	435.29	171.93	947.73	241.01	(외측)
	중앙부(모멘트최대)	15, 16	483.38	66.45	925.63	271.78	(외측)
	하단부(축력최대)	9, 10	710.46	421.01	1007.24	444.04	
	하단부(모멘트최대)	9, 10	710.46	421.01	1007.24	444.04	
	내측부인장(하단)	1, 8	412.27	208.40	30.80	412.27	
하부슬래브	단부	1, 8	702.67	805.29	-	439.17	
	중앙부	4, 5	1105.48	241.72	-	672.48	

10. 단면력도

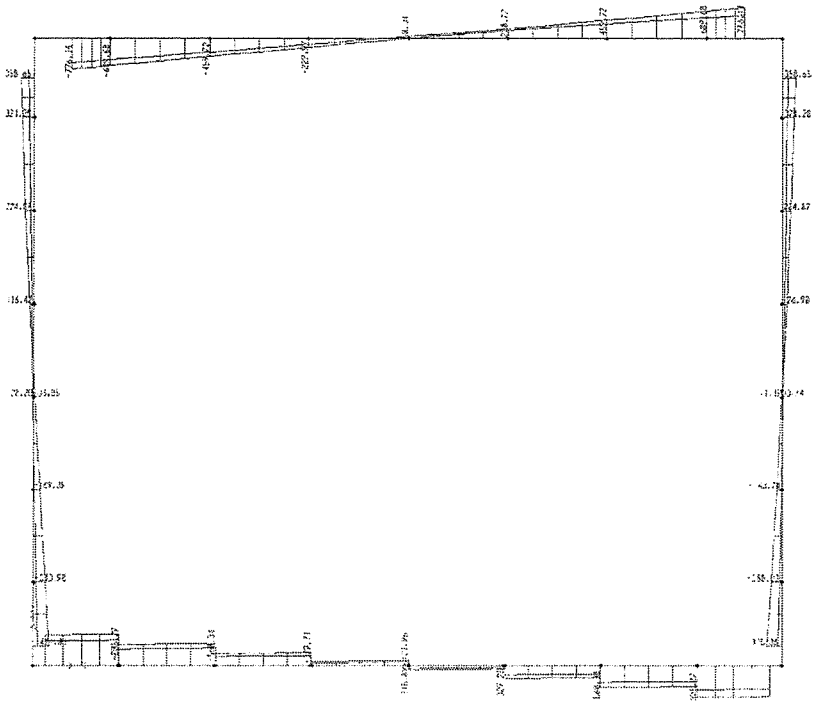
(1) 상시 - 극한하중 모멘트도



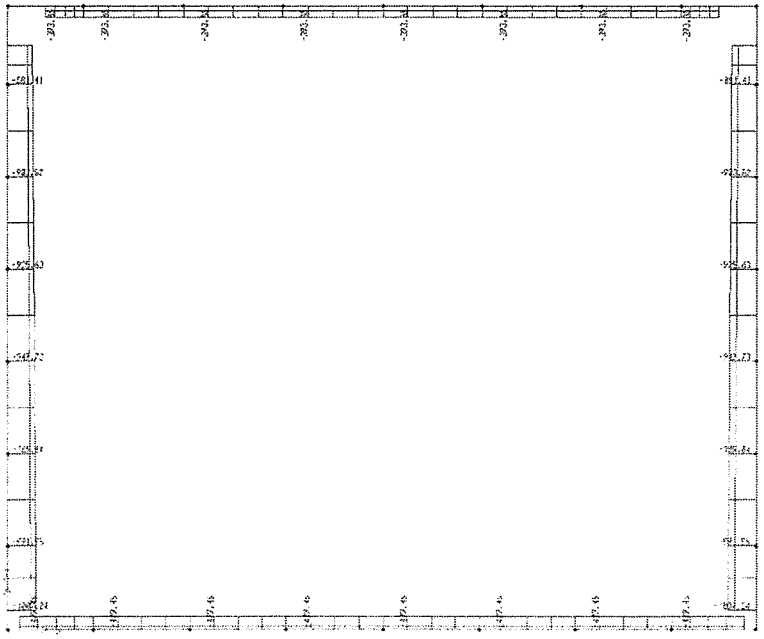
(2) 상시 - 사용하중 모멘트도



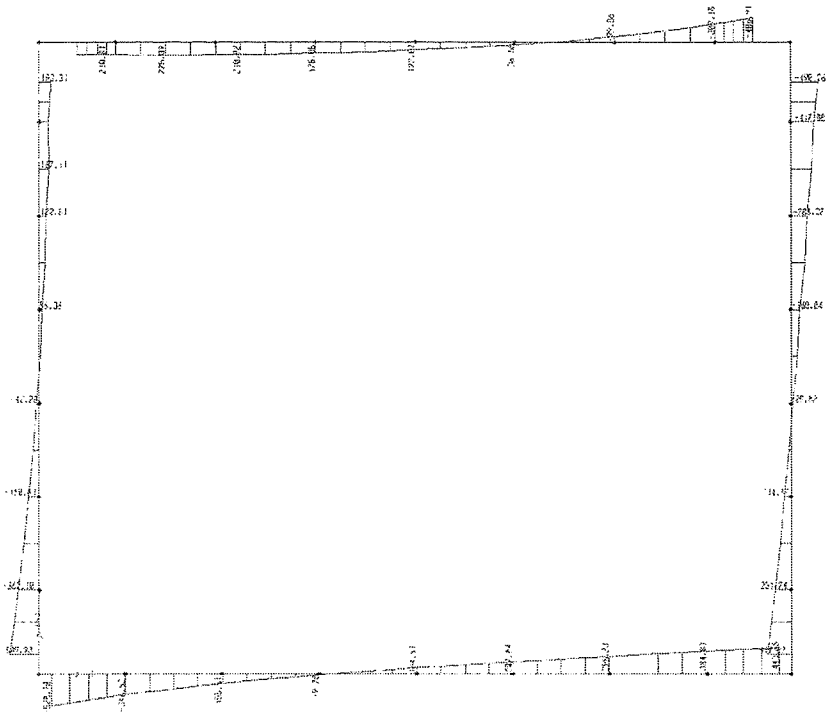
(3) 상시 - 극한하중 전단력도



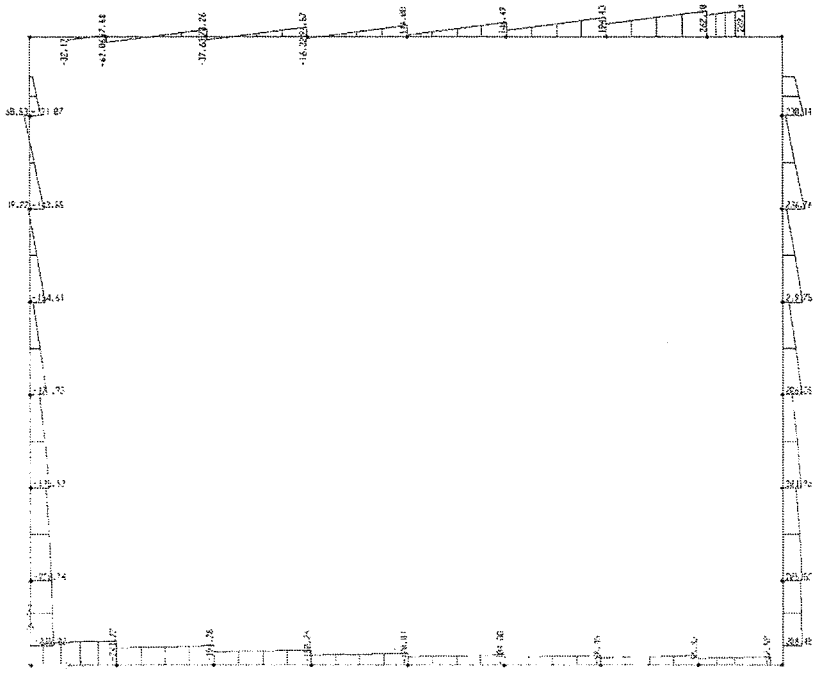
(4) 상시 - 극한하중 축력도



(5) 지진시 - 모멘트도



(6) 지진시 - 전단력도



12. 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	390.234
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	733.3	633.3	100.0	624.375	776.139

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

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 63.586 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02198 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 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 = 2838.245 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00640

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) = 2838.245 mm^2 As(min) = 2216.667 mm^2

4/3×As(req) = 3784.327 mm^2 ※ As = 2838.245 mm^2

사용철근량 = H25 × 8ea = 4053.600 mm^2 ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 877825402 N · mm

= 877.825 kN · m > 624.375 kN · m ----- ∴ O.K. [사용률 = 1.406]

* 전단력 검토

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

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (776.1 - 387.970)×10³ ×150.0 / (400.0×500.0×0.85)

= 342.502 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16×2 EA, 간격 s = 150.0 mm)

Øv · As = Øv · Av · fy · D / (s × B) = 450.160 kN

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 250.0 mm ----- ∴ O.K.

Øv · Vn = Øv · Vc + Øv · Vs = 838.130 kN < Vu ----- ∴ O.K.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 390.234 × 1000000 / [4053.6×(633.333333333333 - 163.32/3)]

= 166.298 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 4053.6/1000 + 7 × 4053.6/1000 × √[(1 + 2×1000×633.333333333333/(7×4053.6)]

= 163.320 mm

사용철근량 = 4053.600 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H25 @ 125 (= 4053.6 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 166.298) - 2.5 × 87.5 = 254.799 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 166.298) = 378.839 mm

Sa는 작은 값인 254.799 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 254.799 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	0.650	543.688
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	600.0	500.0	100.0	893.632	229.967

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

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 99.664 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.00958 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 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 = 5426.540 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.01271

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) = 5426.540 mm^2 As(min) = 1750.000 mm^2

4/3×As(req) = 7235.387 mm^2 ※ As = 5426.540 mm^2

사용철근량 = H32 × 8ea = 6353.600 mm^2 ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 1029667466 N · mm

= 1029.667 kN · m > 893.632 kN · m ----- ∴ O.K. [사용률 = 1.152]

* 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)]

= 543.688 × 1000000 / [6353.6×(500 - 171.055/3)]

= 193.172 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 6353.6/1000 + 7 × 6353.6/1000 × √[(1 + 2×1000×500/(7×6353.6)]

= 171.055 mm

사용철근량 = 6353.600 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H32 @ 125 (= 6353.6 mm^2)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 193.172) - 2.5 × 84 = 197.668 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 193.172) = 326.134 mm

Sa는 작은 값인 197.668 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 197.668 mm) ----- ∴ 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	439.169
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	700.0	600.0	100.0	702.671	805.292

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 600.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / { 0.85×fck×B) = 80.615 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01567 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 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 = 3404.627 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00857

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) = 3404.627 mm^2 As(min) = 2100.000 mm^2

4/3×As(req) = 4539.503 mm^2 ※ As = 3404.627 mm^2

사용철근량 = H29 × 8ea = 5139.200 mm^2 ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 1035493811 N · mm

= 1035.494 kN · m > 702.671 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.474]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 465.564 kN

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (805.3 - 465.564) × 10^3 × 150.0 / (400.0 × 600.0 × 0.85)

= 249.800 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16 × 2 EA, 간격 s = 150.0 mm)

Øv · As = Øv · Av · fy · D / (s × B) = 540.192 kN

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 300.0 mm ----- ∴ O.K

Øv · Vn = Øv · Vc + Øv · Vs = 1005.756 kN < Vu ----- ∴ O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 439.169 × 1000000 / [5139.2 × (600 - 174.889/3)]

= 157.752 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 5139.2/1000 + 7 × 5139.2/1000 × √[(1 + 2 × 1000 × 600/(7 × 5139.2)]

= 174.889 mm

사용철근량 = 5139.200 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H29 @ 125 (= 5139.2 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 157.752) - 2.5 × 85.5 = 285.452 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 157.752) = 399.361 mm

Sa는 작은 값인 285.452 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 285.452 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	672.482
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	700.0	600.0	100.0	1105.477	241.723

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 600.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 99.664 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01210 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 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 = 5515.624 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.01059

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) = 5515.624 mm^2 As(min) = 2100.000 mm^2

4/3×As(req) = 7354.165 mm^2 ※ As = 5515.624 mm^2

사용철근량 = H32 × 8ea = 6353.600 mm^2 ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 1258397066 N · mm

= 1258.397 kN · m > 1105.477 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.138]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 465.564 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

Req Av = 0.35×bw×s / fy = 0.35×1,000.0×0.0 / 400.0

= 0.000 ㎟

Use Av = 0.000 ㎟ (H0×0 EA, 간격 s = 0.0 mm) ≥ req.Av ----- ∴ O.K

s = 0.0 mm < Min (600, 0.5D) = 300.0 mm ----- ∴ O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 672.482 × 1000000 / [6353.6×(600 - 190.787/3)]

= 197.319 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 6353.6/1000 + 7 × 6353.6/1000 × √[(1 + 2×1000×600/(7×6353.6)]

= 190.787 mm

사용철근량 = 6353.600 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H32 @ 125 (= 6353.6 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 32 / 2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 197.319) - 2.5 × 84 = 189.100 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 197.319) = 319.280 mm

Sa는 작은 값인 189.100 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 189.1 mm) ----- ∴ O.K.

⑤ 벽체 내측인장부

* 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	241.014
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	600.0	500.0	100.0	412.275	208.402

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 500.0 d1' = 100.0 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

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, Φf = 0.850 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 = 2379.208 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00619

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) = 2379.208 mm^2 As(min) = 1750.000 mm^2

4/3×As(req) = 3172.277 mm^2 ※ As = 2379.208 mm^2

사용철근량 = H22 × 8ea = 3096.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 530346014 N · mm

= 530.346 kN · m > 412.275 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.286]

* 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)]

= 241.014 × 1000000 / [3096.8×(500 - 127.143/3)]

= 170.069 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 3096.8/1000 + 7 × 3096.8/1000 × √[(1 + 2×1000×500/(7×3096.8)]

= 127.143 mm

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 mm^2)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 170.069) - 2.5 × 89 = 240.548 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 170.069) = 370.439 mm

Sa는 작은 값인 240.548 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 240.548 mm) ----- ∴ O.K.

⑤ 벽체 상단부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	881.41	(kN),	설계모멘트	:	Mu	=	696.40	(kN·m)	
설계전단력	:	Vu	=	135.05	(kN),	사용 모멘트	:	M	=	430.66	(kN.m)	
부 재 높 이	:	H	=	733.3	(mm),	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30 MPa
폭	:	b	=	1000	(mm),	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85
유효높이(휨)	:	d	=	633.3	(mm),	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm),	k_1	=	0.85	,	e	=	790.10 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 25 @ 8 EA = 40.536 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 40.536 cm^2

Asf = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0098) < Pmax (0.0800) ---------- O.K!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 733.33 x 1000.00 = 18700000.000 N

Cs = As x fy = 1621440.00 N , Cs' = Asf x fy = 1238720.000 N

Xp = (18700000.00 x 366.7 + 1621440.0 x 100.0 + 1238720.0 x 633.3) / 21560160.000

= 361.933 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 380.000 mm, ab = k1 x cb = 323.000 mm

fs' = 600 x (380.000 - 100.0) / 380.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 323.000 x 1000 = 8236500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 1155106.400 N

Ts = As x fs = 1621440.000 N

Pb = 8236500.000 + 1155106.400 - 1621440.000 = 7770166.400 N

Mb = 8236500.000x(633.3-323.000/2)+1155106.400x(633.3-100.0)-7770166.400x(361.933-100.0)

= 2467049021.178 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 317.503 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 141.228 mm , a = k1 x c = 120.044 mm 사용

fs = 600 x (633.333 - 141.228) / 141.228 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (141.228 - 100.000) / 141.228 = 175.1545 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 120.044 x 1000 = 3061112.565 N

Cs = 3096.800 x (175.154 - 0.85 x 30) = 463449.953 N

Ts = 4053.600 x 400.000 = 1621440.000 N

Pn = 3061112.565 + 463449.953 - 1621440.000 = 1903122.518 N

Mn' = 3061112.565 x (633.3 - 120.044 / 2) + 463449.953 x (633.3 - 100.0)

= 2002144400.508 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.000 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 1052.030981 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 17102259.840 N ≥ Pn = 1903122.518

ΦPn = 1332185.762 < ΦPb = 5439116.480 , 0.1 x fck x Ag = 2200000.000

∴ Φ = [illegible]

ΦPn = 0.76 x 1903122.518 = 1446.373 kN ≥ Pu = 881.408 kN ------- [illegible]

ΦMn = ΦPn x 790.098 = 1142.776 kN.m ≥ Mu = 696.399 kN.m ------- [illegible]

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 421277.951 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 430.661 \times 1000000 / [4053.6 \times (633.333333333333 - 163.32/3)]$

= 183.525 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 4053.6/1000 + 7 \times 4053.6/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 633.333333333333/(7 \times 4053.6)]}$

= 163.320 mm

사용철근량 = 4053.600 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H25 @ 125 (= 4053.6 mm^2)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 183.525) - 2.5 × 87.5 = 210.346 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 183.525) = 343.277 mm

Sa는 작은 값인 210.346 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 210.346 mm) ----- ∴ O.K.

⑥ 벽체 상단부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	872.00	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	795.75	(kN·m)	
설계전단력	:	Vu	=	144.67	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	497.34	(kN.m)	
부 재 높 이	:	H	=	733.3	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30 MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.80	,	ϕ_y	=	0.85
유효높이(휨)	:	d	=	633.3	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.85	,	e	=	912.56 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 25 @ 8 EA = 40.536 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 40.536 cm^2

Asf = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0098) < Pmax (0.0800) ---------- O.K

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 733.33 x 1000.00 = 18700000.000 N

Cs = As x fy = 1621440.00 N , Cs' = Asf x fy = 1238720.000 N

Xp = (18700000.00 x 366.7 + 1621440.0 x 100.0 + 1238720.0 x 633.3) / 21560160.000

= 361.933 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 380.000 mm, ab = k1 x cb = 323.000 mm

fs' = 600 x (380.000 - 100.0) / 380.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 323.000 x 1000 = 8236500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 1159751.600 N

Ts = As x fs = 1621440.000 N

Pb = 8236500.000 + 1159751.600 - 1621440.000 = 7774811.600 N

Mb = 8236500.000x(633.3-323.000/2)+1159751.600x(633.3-100.0)-7774811.600x(361.933-100.0)

= 2468309730.019 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 317.475 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 129.979 mm , a = k1 x c = 110.482 mm 사용

fs = 600 x (633.333 - 129.979) / 129.979 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (129.979 - 100.000) / 129.979 = 138.3859 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 110.482 x 1000 = 2817288.322 N

Cs = 3096.800 x (138.386 - 0.85 x 30) = 349585.070 N

Ts = 4053.600 x 400.000 = 1621440.000 N

Pn = 2817288.322 + 349585.070 - 1621440.000 = 1545433.392 N

Mn' = 2817288.322 x (633.3 - 110.482 / 2) + 349585.070 x (633.3 - 100.0)

= 1815098298.539 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 1174.490606 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 17102259.840 N ≥ Pn = 1545433.392

ΦPn = 1081803.375 < ΦPb = 5442368.120 , 0.1 x fck x Ag = 2200000.000

∴ Φ = [illegible]

ΦPn = 0.77 x 1545433.392 = 1189.984 kN ≥ Pu = 872.000 kN ------ O.K.

ΦMn = ΦPn x 912.558 = 1085.929 kN.m ≥ Mu = 795.751 kN.m ------ O.K.

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 420922.429 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 497.344 \times 1000000 / [4053.6 \times (633.333333333333 - 163.32/3)]$

= 211.942 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 4053.6/1000 + 7 \times 4053.6/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 633.333333333333/(7 \times 4053.6)]}$

= 163.320 mm

사용철근량 = 4053.600 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H25 @ 125 (= 4053.6 mm^2)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 211.942) - 2.5 × 87.5 = 152.813 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 211.942) = 297.251 mm

Sa는 작은 값인 152.813 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 152.813 mm) ----- ∴ O.K.

⑦ 벽체 중앙부 - Pmax 일 경우 (외측)

설계축력	:	Pu	=	947.73	(kN),	설계모멘트	:	Mu	=	435.29	(kN·m)	
설계전단력	:	Vu	=	171.93	(kN),	사용 모멘트	:	M	=	241.01	(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	=	0.85	,	e	=	459.29 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 25 @ 8 EA = 40.536 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 40.536 cm^2

Asf = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0119) < Pmax (0.0800) ---------- OK!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 600.00 x 1000.00 = 15300000.000 N

Cs = As x fy = 1621440.00 N , Cs' = Asf x fy = 1238720.000 N

Xp = (15300000.00 x 300.0 + 1621440.0 x 100.0 + 1238720.0 x 500.0) / 18160160.000

= 295.785 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 255.000 mm

fs' = 600 x (300.000 - 100.0) / 300.00 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 255.000 x 1000 = 6502500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 1159751.600 N

Ts = As x fs = 1621440.000 N

Pb = 6502500.000 + 1159751.600 - 1621440.000 = 6040811.600 N

Mb = 6502500.000x(500.0-255.000/2)+1159751.600x(500.0-100.0)-6040811.600x(295.785-100.0)

= 1703381233.505 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 281.979 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 176.088 mm , a = k1 x c = 149.675 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 176.088) / 176.088 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (176.088 - 100.000) / 176.088 = 259.2617 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 149.675 x 1000 = 3816711.735 N

Cs = 3096.800 x (259.262 - 0.85 x 30) = 723913.126 N

Ts = 4053.600 x 400.000 = 1621440.000 N

Pn = 3816711.735 + 723913.126 - 1621440.000 = 2919184.861 N

Mn' = 3816711.735 x (500.0 - 149.675 / 2) + 723913.126 x (500.0 - 100.0)

= 1912288010.522 N.mm

- 편심오차 : |e' - Mn'/Pn| = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 655.075147 mm)

- 축방향력 및 휨에 대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 14382259.840 N ≥ Pn = 2919184.861

ΦPn = 2043429.402 > ΦPb = 4228568.120 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = [illegible]

ΦPn = 0.70 x 2919184.861 = 2043.429 kN ≥ Pu = 947.735 kN ------- [illegible]

ΦMn = ΦPn x 459.290 = 938.527 kN.m ≥ Mu = 435.285 kN.m ------- [illegible]

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 431743.098 N

여기서 , Vu < 1/2φVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 241.014 \times 1000000 / [4053.6 \times (500 - 142.447/3)]$

= 131.391 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 4053.6/1000 + 7 \times 4053.6/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 500/(7 \times 4053.6)]}$

= 142.447 mm

사용철근량 = 4053.600 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H25 @ 125 (= 4053.6 mm^2)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 131.391) - 2.5 × 87.5 = 380.607 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 131.391) = 479.486 mm

Sa는 작은 값인 380.607 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 380.607 mm) ----- ∴ O.K.

⑧ 벽체 중앙부 - Mmax 일 경우 (외측)

설계축력	:	Pu	=	925.63	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	483.38	(kN·m)	
설계전단력	:	Vu	=	66.45	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	271.78	(kN.m)	
부 재 높 이	:	H	=	600.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30 MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.80	,	ϕ_v	=	0.85
유효높이(휨)	:	d	=	500.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.85	,	e	=	522.22 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 25 @ 8 EA = 40.536 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 40.536 cm^2

Asf = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0119) < Pmax (0.0800) ---------- O.K

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 600.00 x 1000.00 = 15300000.000 N

Cs = As x fy = 1621440.00 N , Cs' = Asf x fy = 1238720.000 N

Xp = (15300000.00 x 300.0 + 1621440.0 x 100.0 + 1238720.0 x 500.0) / 18160160.000

= 295.785 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 255.000 mm

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

Cc = 0.85 x 30 x 255.000 x 1000 = 6502500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 1159751.600 N

Ts = As x fs = 1621440.000 N

Pb = 6502500.000 + 1159751.600 - 1621440.000 = 6040811.600 N

Mb = 6502500.000x(500.0-255.000/2)+1159751.600x(500.0-100.0)-6040811.600x(295.785-100.0)

= 1703381233.505 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 281.979 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 157.584 mm , a = k1 x c = 133.947 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 157.584) / 157.584 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (157.584 - 100.000) / 157.584 = 219.2512 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 133.947 x 1000 = 3415637.535 N

Cs = 3096.800 x (219.251 - 0.85 x 30) = 600008.619 N

Ts = 4053.600 x 400.000 = 1621440.000 N

Pn = 3415637.535 + 600008.619 - 1621440.000 = 2394206.154 N

Mn' = 3415637.535 x (500.0 - 133.947 / 2) + 600008.619 x (500.0 - 100.0)

= 1719065748.957 N.mm

- 편심오차 : |e' - Mn'/Pn| = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 718.009802 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 14382259.840 N ≥ Pn = 2394206.154

ΦPn = 1675944.308 < ΦPb = 4228568.120 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = 0.700

ΦPn = 0.71 x 2394206.154 = 1699.886 kN ≥ Pu = 925.626 kN ------ O.K

ΦMn = ΦPn x 522.225 = 887.723 kN.m ≥ Mu = 483.385 kN.m ------ O.K

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 430721.961 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 271.781 × 1000000 / [4053.6×(500 - 142.447/3)]

= 148.164 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 4053.6/1000 + 7 × 4053.6/1000 × √[(1 + 2×1000×500/(7×4053.6)]

= 142.447 mm

사용철근량 = 4053.600 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H25 @ 125 (= 4053.6 mm^2)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 148.164) - 2.5 × 87.5 = 312.756 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 148.164) = 425.205 mm

Sa는 작은 값인 312.756 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 312.756 mm) ----- ∴ O.K.

⑨ 벽체 하단부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	1007.24	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	710.46	(kN·m)	
설계전단력	:	Vu	=	421.01	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	444.04	(kN.m)	
부 재 높 이	:	H	=	600.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30 MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.80	,	ϕ_v	=	0.85
유효높이(휨)	:	d	=	500.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.85	,	e	=	705.36 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 29 @ 8 EA = 51.392 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 51.392 cm^2

Asf = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0137) < Pmax (0.0800) ---------- O.K

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 600.00 x 1000.00 = 15300000.000 N

Cs = As x fy = 2055680.00 N , Cs' = Asf x fy = 1238720.000 N

Xp = (15300000.00 x 300.0 + 2055680.0 x 100.0 + 1238720.0 x 500.0) / 18594400.000

= 291.213 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 255.000 mm

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

Cc = 0.85 x 30 x 255.000 x 1000 = 6502500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 1159751.600 N

Ts = As x fs = 2055680.000 N

Pb = 6502500.000 + 1159751.600 - 2055680.000 = 5606571.600 N

Mb = 6502500.000x(500.0-255.000/2)+1159751.600x(500.0-100.0)-5606571.600x(291.213-100.0)

= 1814033421.378 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 323.555 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 155.081 mm , a = k1 x c = 131.819 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 155.081) / 155.081 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (155.081 - 100.000) / 155.081 = 213.1052 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 131.819 x 1000 = 3361378.507 N

Cs = 3096.800 x (213.105 - 0.85 x 30) = 580975.659 N

Ts = 5139.200 x 400.000 = 2055680.000 N

Pn = 3361378.507 + 580975.659 - 2055680.000 = 1886674.167 N

Mn' = 3361378.507 x (500.0 - 131.819 / 2) + 580975.659 x (500.0 - 100.0)

= 1691533135.708 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 896.568265 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 14707505.600 N ≥ Pn = 1886674.167

ΦPn = 1320671.917 < ΦPb = 3924600.120 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = [illegible]

ΦPn = 0.74 x 1886674.167 = 1396.139 kN ≥ Pu = 1007.240 kN ------ O.K

ΦMn = ΦPn x 705.355 = 984.774 kN.m ≥ Mu = 710.462 kN.m ------ O.K

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bc \times d$ = 434491.460 N

여기서 , $1/2\phi Vc < Vu \leq \phi Vc$ 이므로 최소 전단 철근 필요

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

- 배근할 스터럽 : H 16 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 3.972 cm^2 O.K

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 444.039 \times 1000000 / [5139.2 \times (500 - 157.076/3)]$

= 193.017 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 5139.2/1000 + 7 \times 5139.2/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 500/(7 \times 5139.2)]}$

= 157.076 mm

사용철근량 = 5139.200 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H29 @ 125 (= 5139.2 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 193.017) - 2.5 × 85.5 = 194.245 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 193.017) = 326.396 mm

Sa는 작은 값인 194.245 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 194.245 mm) ----- ∴ O.K.

⑩ 벽체 하단부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	1007.24	(kN),	설계모멘트	:	Mu	=	710.46	(kN·m)	
설계전단력	:	Vu	=	421.01	(kN),	사용 모멘트	:	M	=	444.04	(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_y	=	0.85
유효높이(휨)	:	d	=	500.0	(mm),	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm),	k_1	=	0.85	,	e	=	705.36 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 29 @ 8 EA = 51.392 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 51.392 cm^2

Asf = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0137) < Pmax (0.0800) ---------- O.K!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 600.00 x 1000.00 = 15300000.000 N

Cs = As x fy = 2055680.00 N , Cs' = Asf x fy = 1238720.000 N

Xp = (15300000.00 x 300.0 + 2055680.0 x 100.0 + 1238720.0 x 500.0) / 18594400.000

= 291.213 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 255.000 mm

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

Cc = 0.85 x 30 x 255.000 x 1000 = 6502500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 1159751.600 N

Ts = As x fs = 2055680.000 N

Pb = 6502500.000 + 1159751.600 - 2055680.000 = 5606571.600 N

Mb = 6502500.000x(500.0-255.000/2)+1159751.600x(500.0-100.0)-5606571.600x(291.213-100.0)

= 1814033421.378 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 323.555 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 155.081 mm , a = k1 x c = 131.819 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 155.081) / 155.081 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (155.081 - 100.000) / 155.081 = 213.1052 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 131.819 x 1000 = 3361378.507 N

Cs = 3096.800 x (213.105 - 0.85 x 30) = 580975.659 N

Ts = 5139.200 x 400.000 = 2055680.000 N

Pn = 3361378.507 + 580975.659 - 2055680.000 = 1886674.167 N

Mn' = 3361378.507 x (500.0 - 131.819 / 2) + 580975.659 x (500.0 - 100.0)

= 1691533135.708 N.mm

- 편심오차 : |e' - Mn'/Pn| = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 896.568265 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 14707505.600 N ≥ Pn = 1886674.167

ΦPn = 1320671.917 < ΦPb = 3924600.120 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = 0.740

ΦPn = 0.74 x 1886674.167 = 1396.139 kN ≥ Pu = 1007.240 kN ------ O.K

ΦMn = ΦPn x 705.355 = 984.774 kN.m ≥ Mu = 710.462 kN.m ------ O.K

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 434491.460 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 16 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 3.972 ㎠ O.K

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 444.039 × 1000000 / [5139.2×(500 - 157.076/3)]

= 193.017 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 5139.2/1000 + 7 × 5139.2/1000 × √[(1 + 2×1000×500/(7×5139.2)]

= 157.076 ㎜

사용철근량 = 5139.200 ㎟ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H29 @ 125 (= 5139.2 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.50 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 193.017) - 2.5 × 85.5 = 194.245 ㎜

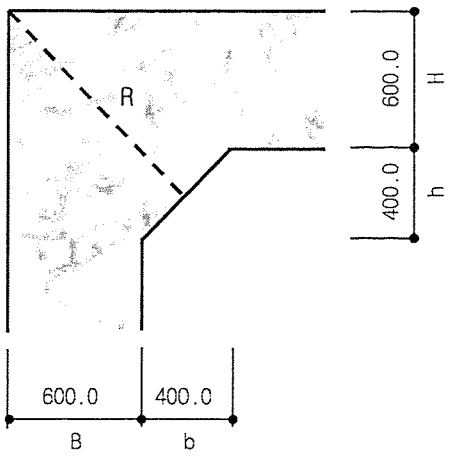
300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 193.017) = 326.396 ㎜

Sa는 작은 값인 194.245 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 194.245 ㎜) ----- ∴ O.K.

13. 우각부 검토

1) 상부 슬래브 외측인장시 절점부 보강



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(fsa)	:	180.0	MPa
사용 모멘트 Mo	:	390.23	kN·m

$R = \sqrt{2} \times b / (b+h) \times [B + h + (H \times h/b)]$

$= 1131.37$ mm

① 보강철근 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 390234100}{1131.37^2 \times 1000.0} = 1.524 \text{ MPa}$$

f_{tmax} = 1.524 MPa > f_{ta} = 0.712 MPa 이므로 보강철근 필요.

② 소요 철근량

외측인장에 대한 보강 필요철근량(Asf)

$$Asf = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 390234100}{1131.37 \times 180.0} = 3832.46 \text{ mm}^2$$

▶ 보강 As = Asf - 주철근사용 As = 3832.46 - 2026.8 = 1805.66 mm²

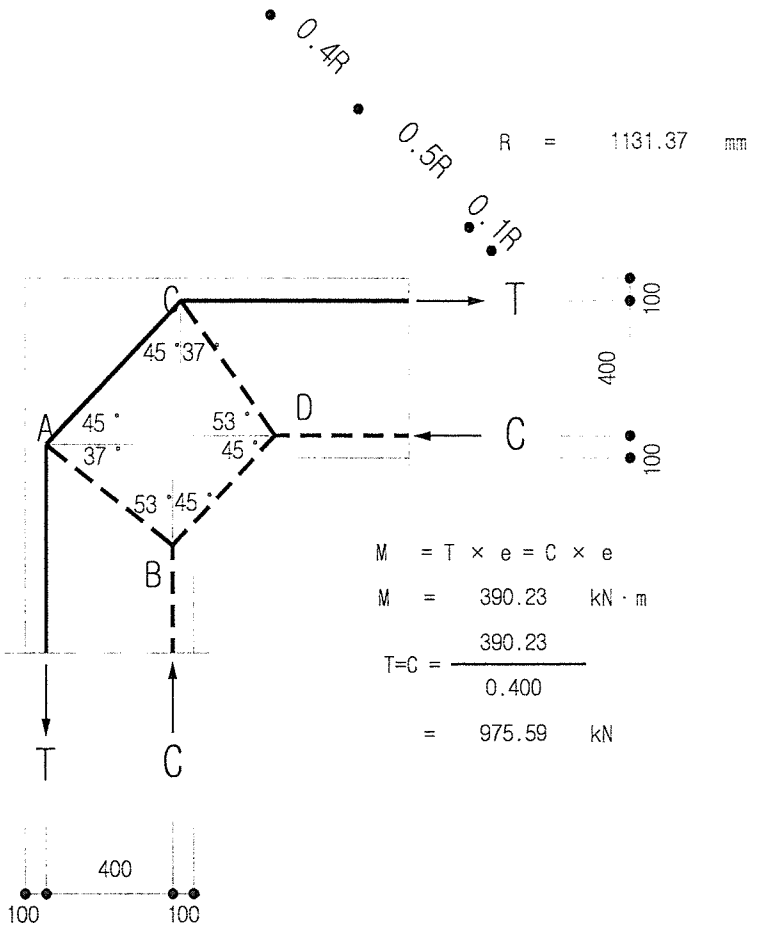
----- 우각부 보강철근 필요

외측인장에 대한 보강 사용철근량(As)

As = H19 @ 125 - 1 단 = 2292.00 mm²

보강 As = 1805.66 mm² < As = 2292.00 mm² ----- ∴ O.K.

③ Strut-Tie 모델을 이용한 해석



▷ Strut-Tie의 단면력 산정

절점 A SIN 45 × AC 부재 - SIN 37 × AB 부재 = 975.59 kN ----- ⓐ

COS 45 × AC 부재 + COS 37 × AB 부재 = 0.00 kN ----- ⓑ

ⓐ와 ⓑ식에 의하여

AC 부재 = 786.79 kN (인장부재)

AB 부재 = -696.62 kN (압축부재)

절점 B SIN 45 × BD 부재 + SIN 53 × AB 부재 = 0.00 kN

BD 부재 = -786.79 kN (압축부재)

▷ Strut-Tie의 보강철근 검토

필요 As = $\frac{T}{\Phi \cdot Fy} = \frac{786.79 \times 1000}{0.9 \times 400.0}$ = 2185.54 ㎟

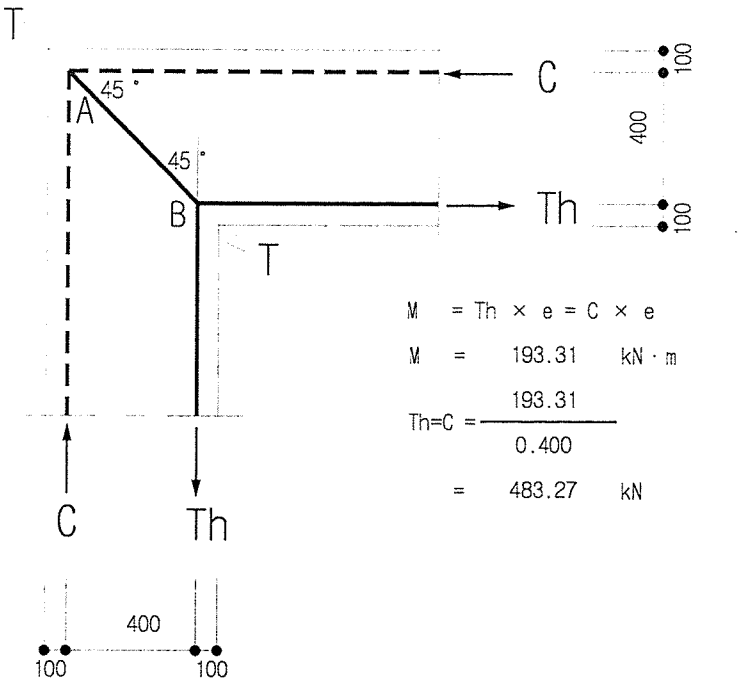
사용 As = H19 @ 125 - 1 단 = 2292.00 ㎟

주철근사용 As/2 = 2026.80 ㎟

= 4318.80 ㎟ > As req --- ∴ O.K.

2) 상부 슬래브 내측인장시 절점부 보강

- 내측인장



$M = Th \times e = C \times e$

$M = 193.31 \quad kN \cdot m$

$Th=C = \dfrac{193.31}{0.400}$

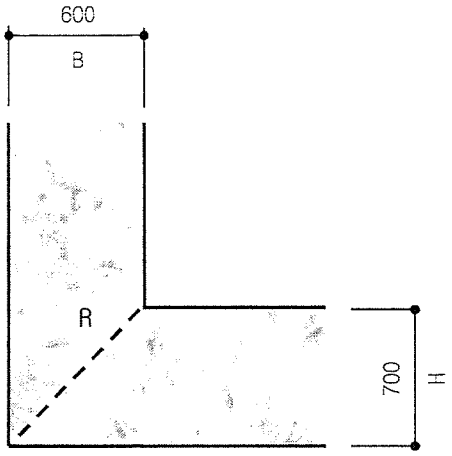
$= 483.27 \quad kN$

$T = \sqrt{2} \cdot Th = 683.445 \quad kN$

$$\text{필요 As} = \frac{T}{\Phi \cdot Fy} = \frac{683.44 \times 1000}{0.9 \times 400.0} = 1898.46 \quad mm^2$$

사용 As = H19 @ 250 - 2EA = 2292.00 mm^2 > As req --- ∴ O.K.

3) 하부 슬래브 외측인장시 절점부 보강



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(fsa)	:	180.0	MPa
사용 모멘트 Mo	:	439.17	kN · m

R = √ (B2 + H2) = 921.95 mm

① 보강철근 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 439169100}{921.95^2 \times 1000.0} = 2.583 \text{ MPa}$$

f_{tmax} = 2.583 MPa > f_{ta} = 0.712 MPa 이므로 보강철근 필요.

② 소요 철근량

외측인장에 대한 보강 필요철근량(Asf)

$$Asf = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 439169100}{921.95 \times 180.0} = 5292.73 \text{ mm}^2$$

▶ 보강 As = Asf - 주철근사용 As = 5292.73 - 2569.6 = 2723.13 mm²

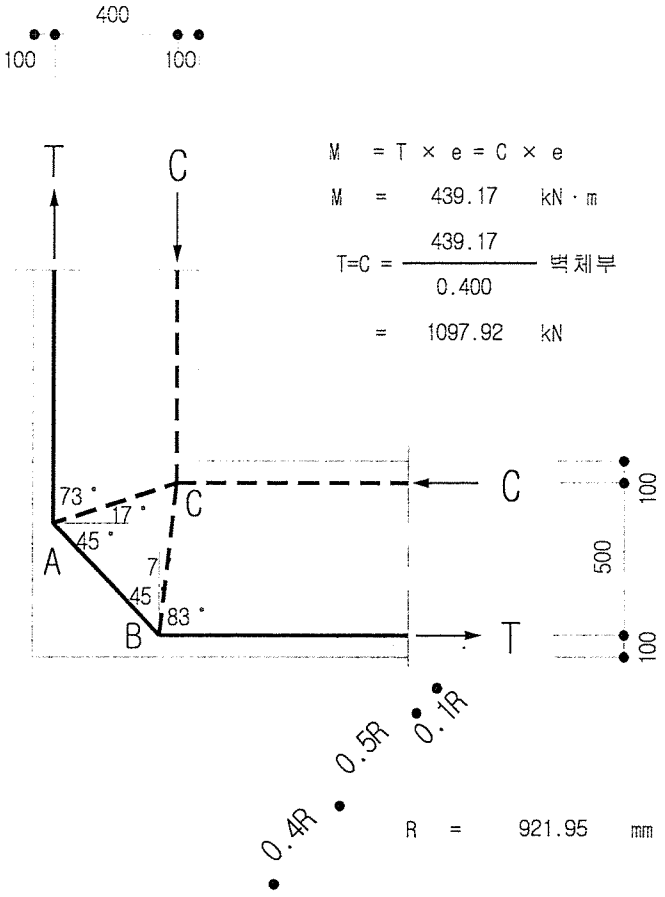
----- 우각부 보강철근 필요

외측인장에 대한 보강 사용철근량(As)

As = H25 @ 125 - 1 단 = 4053.60 mm²

Asf = 2723.13 mm² < As = 4053.60 mm² ----- ∴ O.K.

③ Strut-Tie 모델을 이용한 해석



$M = T \times e = C \times e$

$M = 439.17$ kN·m

$T=C = \frac{439.17}{0.400}$ 벽체부 $= 1097.92$ kN

$T=C = \frac{439.17}{0.500}$ 하부슬래브 $= 878.34$ kN

$R = 921.95$ mm

▷ Strut-Tie의 단면력 산정

절점 A

COS 73 × AC 부재 − SIN 45 × AB 부재 = −1097.92 kN ----- ⓐ

COS 17 × AC 부재 + COS 45 × AB 부재 = 0.00 kN ----- ⓑ

ⓐ와 ⓑ식에 의하여

AB 부재 = 1189.14 kN (인장부재)

AC 부재 = -879.27 kN (압축부재)

절점 B

COS 45 × AB 부재 + COS 7 × BC 부재 = 0.00 kN

BC 부재 = -847.16 kN (압축부재)

▷ Strut-Tie의 보강철근 검토

필요 $As = \frac{T}{\Phi \cdot Fy} = \frac{1189.14 \times 1000}{0.9 \times 400} = 3303.17$ ㎟

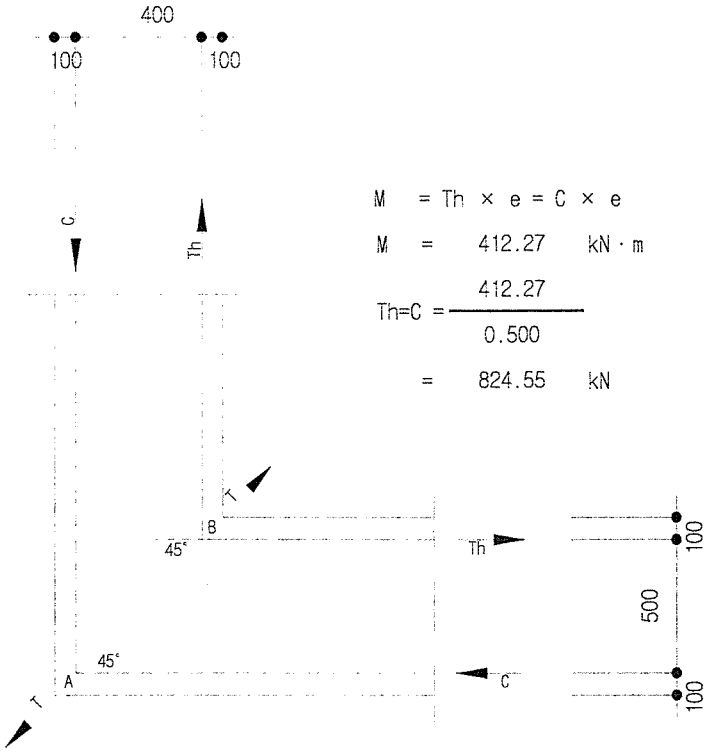
사용 As = H25 @ 125 − 1 단 = 4053.60 ㎟

주철근사용 As/2 = 2569.60 ㎟

Σ = 6623.20 ㎟ > As req --- ∴ O.K.

4) 하부 슬래브 내측인장시 절점부 보강

- 내측인장



$$M = Th \times e = C \times e$$

$$M = 412.27 \quad kN \cdot m$$

$$Th = C = \frac{412.27}{0.500}$$

$$= 824.55 \quad kN$$

$$T = \sqrt{2} \cdot Th = 1166.088 \quad kN$$

$$\text{필요 As} = \frac{T}{\Phi \cdot Fy} = \frac{1166.09 \times 1000}{0.9 \times 400.0} = 3239.13 \quad mm^2$$

사용 As = H25 @ 250 - 2EA = 4053.60 mm^2 > As req --- ∴ O.K.

14. 배력철근 검토

1) 구조상세 - 철도설계기준(노반편) p.5-18

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 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 주철근 단면의 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	@	150	=	1324.00	㎟
					∑ As =	2648.00	㎟

주철근 단면의 1/5 = 1270.720 ㎟

따라서, As = 2648.00 ㎟ > Asreq = 1500.00 ㎟ ----- ∴ O.K.

② 하부슬래브

배력철근 최소 철근비 (Asreq)	= 1,000.0 × 700.0 × 0.25				=	1750.00	㎟
사용철근 인장측 :	H	16	@	150	=	1324.00	㎟
압축측 :	H	16	@	150	=	1324.00	㎟
					∑ As =	2648.00	㎟

주철근 단면의 1/5 = 1270.720 ㎟

따라서, As = 2648.00 ㎟ > Asreq = 1750.00 ㎟ ----- ∴ 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	@	150	=	1324.00	㎟
					∑ As =	2648.00	㎟

주철근 단면의 1/5 = 1027.840 ㎟

따라서, As = 2648.00 ㎟ > Asreq = 1800.00 ㎟ ----- ∴ O.K.

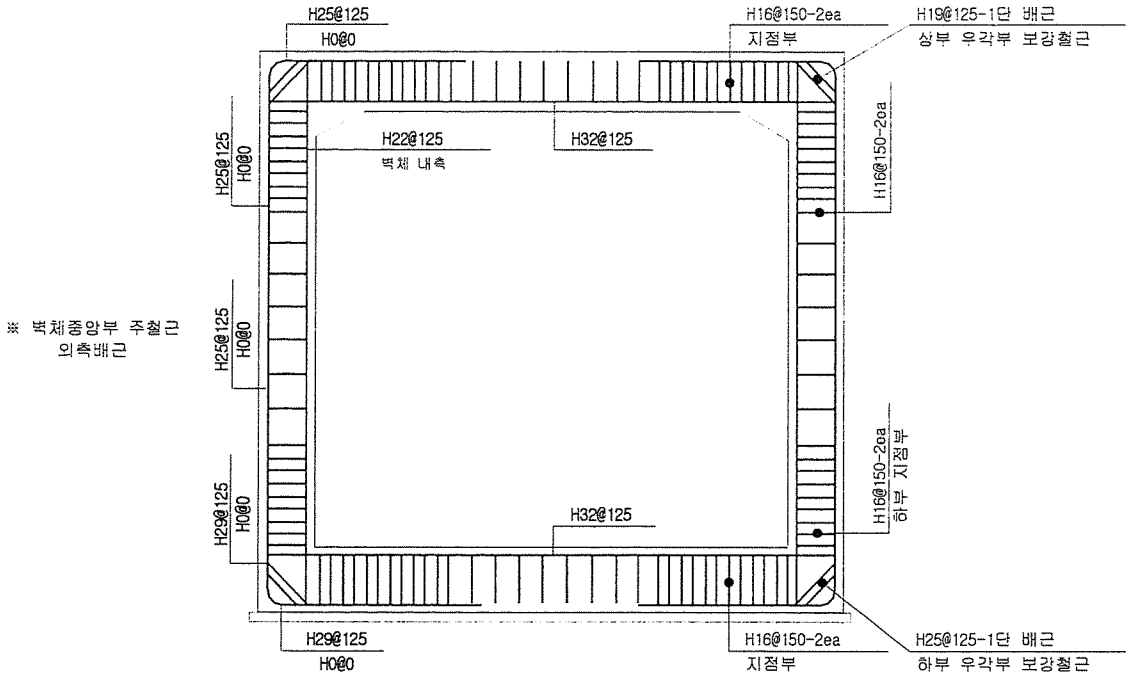
15. 기초지지력 검토

1) 지지력검토 (지반 보고서 참조)

지반스프링 최대반력 : 175.281 kN

Qmax = 175.281 / 0.965 = 181.607 kN/m^2 < 250.00 kN/m^2 ---- ∴ O.K.

16. 주철근 조립도



▶ 배력철근

- 상부 지점부 : H16, 인장측:150, 압축측:150
- 하부 지점부 : H16, 인장측:150, 압축측:150
- 벽체부 : H16, 인장측:150, 압축측:150

B(함)파전 - 날개벽

17.날개벽 설계

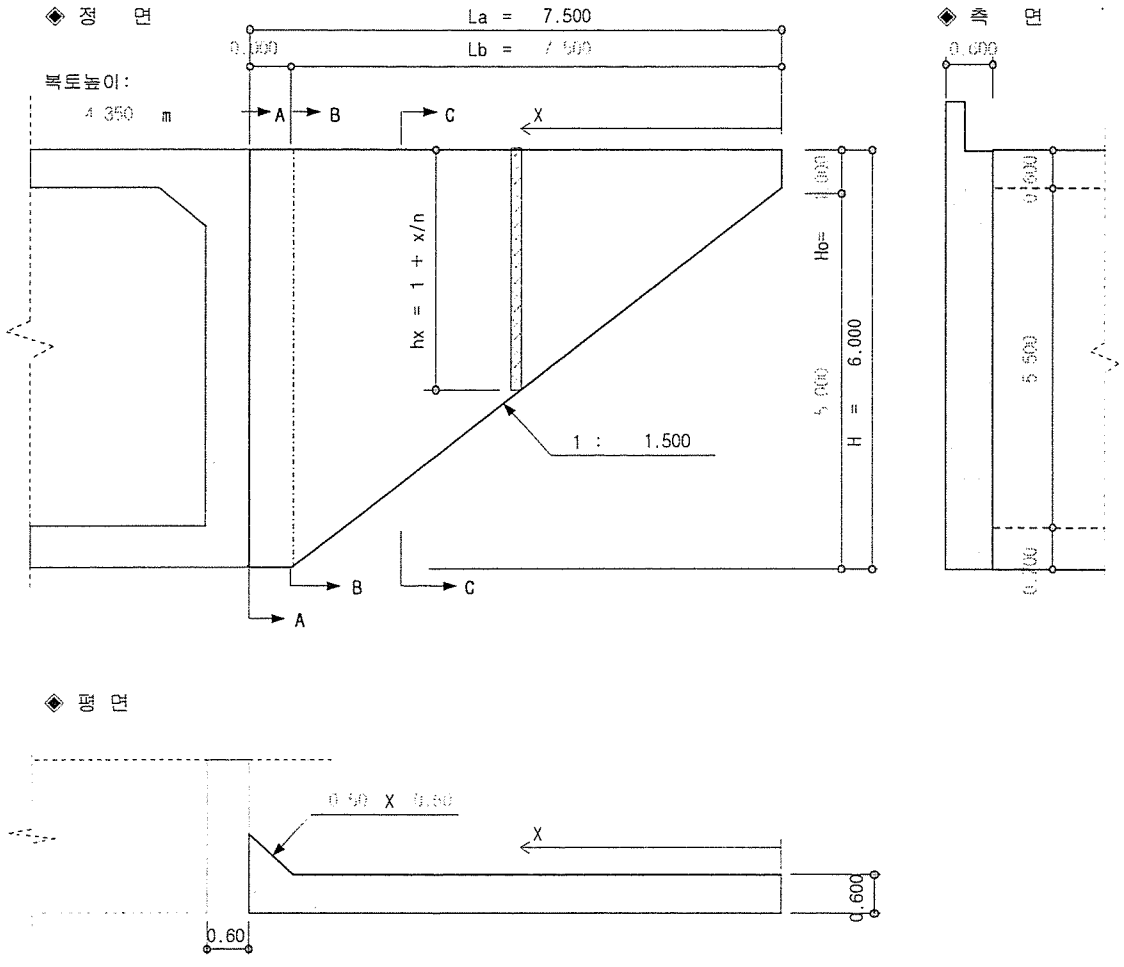
17.1 W1~W2

17.1.1 설 계 조 건

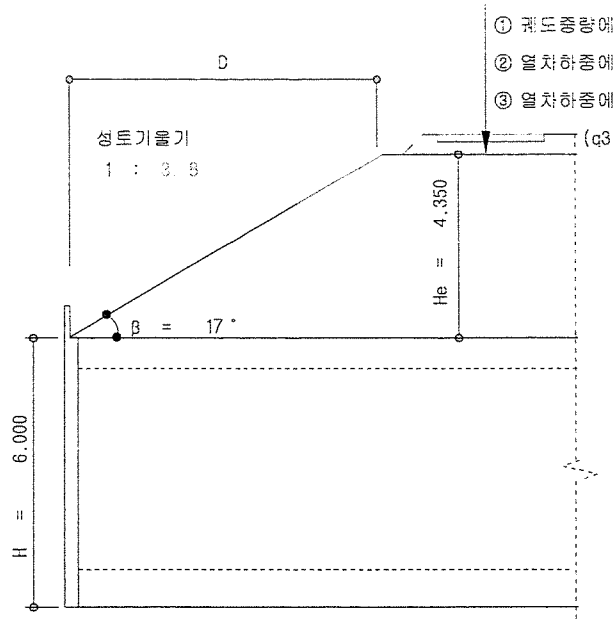
① 날개벽 형식 : 평 행 날 개 벽
② 단 위 중 량 : γ_t = 20.0 kN/㎥
③ 내부 마찰각 : ϕ = 35.0 °
④ 토 압 계 수 : K_o = (1 - sinϕ) × (1 + sinβ) = 0.554
⑤ 면벽 기울기 : 1 : 1.500
⑥ 콘크리트 강도 : f_{ck} = 30 MPa
⑦ 철근 항복응력 : f_y = 400 MPa

17.1.2 날개벽 단면

: 범용계산을 위하여 단면가정이 일반도와 상이할 수 있으나, 적용치수는 일반도와 같이 적용됨.



17.1.3 하 중 계 산 (상재하중 : q)



① 궤도중량에 의한 상재하중 (q_1 = 15.00 kN/m²)
② 열차하중에 의한 상재하중 (q_2 = 35.00 kN/m²)
③ 열차하중에 의한 상재하중 (q_3 = 80/B kN/m²)
(q3 = 궤도가 근접해 있는 경우, 열차하중에 의한 상재하중)

1) 옹벽으로부터 궤도까지의 거리
- B = 18.850 > 2.00 ∴ q_3 = 0.00
- D = 4.350 × 3.18 = 13.833

2) 평행날개벽에 작용하는 상재하중(q)

① 기타 상재하중	=	15.000	kN/m²
② 궤도중량에 의한 상재하중	=	35.000	kN/m²
③ 열차하중에 의한 상재하중	=	0.000	kN/m²

∴ TOTAL = 50.000 kN/m²

17.1.4 설계단면력계산

1) 단 면 A-A [x = La = 7.500 m]

① Moment

$$-Ma = \frac{1}{2} Ko \cdot \gamma \left\{ \frac{x^4}{12n^2} + \frac{x^3 \cdot Ho}{3n} + \frac{x^2 \cdot Ho^2}{2} \right\} + Ko \cdot q \left\{ \frac{x^3}{6n} + \frac{x^2 \cdot Ho}{2} \right\}$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.55 \times 20.0 \left\{ \frac{7.500^4}{12 \times 1.5^2} + \frac{7.500^3 \times 1.000}{3 \times 1.5} + \frac{7.500^2 \times 1.000^2}{2} \right\}$$

$$+ 0.55 \times 50.00 \left\{ \frac{7.500^3}{6 \times 1.5} + \frac{7.500^2 \times 1.000}{2} \right\} = 3401.906 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② Shear Force

$$-Sa = \frac{1}{2} Ko \cdot \gamma \left\{ \frac{x^3}{3n^2} + \frac{x^2 \cdot Ho}{n} + x \cdot Ho^2 \right\} + Ko \cdot q \left\{ \frac{x^2}{2n} + x \cdot Ho \right\}$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.55 \times 20.0 \left\{ \frac{7.500^3}{3 \times 1.5^2} + \frac{7.500^2 \times 1.000}{1.5} + 7.500 \times 1.000^2 \right\}$$

$$+ 0.55 \times 50.00 \left\{ \frac{7.500^2}{2 \times 1.5^2} + 7.500 \times 1.000 \right\} = 1322.675 \text{ kN}$$

∴ USD : Ma = 1.6 × 3401.906 ÷ 6.000 × 1.2 = 1088.61 kN · m/m

WSD : Ma = 1.0 × 3401.906 ÷ 6.000 × 1.2 = 680.381 kN · m/m

USD : Sa = 1.6 × 1322.675 ÷ 6.000 × 1.2 = 423.256 kN/m

적용위치(x)	La	Lb / 4				비 고
	7.500	7.500	5.625	3.750	1.875	
hx	6.000	6.000	4.800	3.500	2.300	[hx=Ho+x/n]
Moment	3401.906	3401.906	1498.174	501.521	89.369	kN · m
Mx[USD]	1088.610	1088.610	599.270	229.267	62.170	kN · m/m
Mx[WSD]	680.381	680.381	374.544	143.292	38.856	kN · m/m
Shear Force	1322.6750	1322.675	742.057	349.713	113.180	kN
Sx[USD]	423.256	423.256	296.823	159.869	78.734	kN/m

2) 단 면 B-B [x = Lb = 7.500 m]

: 위의 표17-1 참조

3) 단 면 C-C [x = 5.625 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 = 500 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 = 1088.61 kN·m
  WSD : Ms = 680.38 kN·m
- 계수전단강도 : USD : Vu = 423.26 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) : $[d-\sqrt{(d^2-4Mu/1.7\cdot fck\cdot b\cdot \Phi)}] / [2\cdot fy / 1.7\cdot fck\cdot b]$ = 6766 ㎟
- 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)) = 9021.33 ㎟

(2) 사용 철근량 (A_S)

- 인장 철근량 : 1단 : H 32 @ 100 - 10 ea = 7942 ㎟
  2단 : H 0 @ 0 - 0 ea = 0 ㎟ ; Total: 7,942 ㎟

(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 = 0.01588 < ρ_{max} = 0.02283 == OK ==

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 : a = As·fy / (0.85·fck·b) = 124.58 mm
- 극한 모멘트 : Mu = 1088.61 kN·m
- 공칭 모멘트 : Mn = As·fy (d-a/2) = 1390.52 kN·m
- 설계 모멘트 : Md = Φ· Mn = 1251.47 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
- 0.5·Φ·Vc = 193.99 kN
- Min Av = 175.00 ㎟
- Req Vs = (Vu - ϕVc) / ϕ = 41.51 kN
- Vs = Av·fy·d / s = 316.75 kN
- Max Vs = 2/3·√fck·bw·d = 1825.74 kN

∴ Vu > Φ·Vc === 전단철근 필요 !!!

(1) 사용 전단철근

- 전단 철근 간격 : s = 200 mm
- 전단 철근 직경 : H 13 - 2.5 ea
- 전단 철근 단면적 : Av = 317 ㎟

∴ Req'd Vs < Vs < Max. Vs == OK ==

s = 200.0 mm < Min (600, 0.5D) = 250.0 mm ∴ O.K

(2) 단면력 검토 (shear force)

- 공칭 전단강도 : Vn = 773.19 kN
- 설계 전단강도 : Vd = 657.21 kN ∴ Vd > Vu == OK ==

4) 균열 검토

- 콘크리트 피복 두께 (dc) = 100 mm
- 인장철근 도심까지의 거리 (dc') = 100 mm
- d = 767 - 100 = 667 mm

- fs = M / {As (d - x/3)}
  = 680381200 ÷ (7942 × (500 - 187 ÷ 3)) = 195.7 N/mm²
- 철근 유효단면적 : A = 1000 × 100 × 2 ÷ 10 = 20000 mm²
- 압축응력 깊이 : x = k · d = 187 mm
- 중 립 축 비 : k = -np + √ ((np)² + 2np) = 0.37327 (n =)
- 철 근 비 : p = As / [b · d]
  = 7942 ÷ (1000 × 500) = 0.01588
- 인장철근의 간격 검토

Cc = 100 - 32 / 2 = 84.0 mm

sa1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc
= 375 x (210 / 195.7) - 2.5 x 84 = 192.4 mm
sa2 = 300 x (210 / fs)
= 300 x (210 / 195.7) = 321.9 mm

sa = Min (192.4 , 321.9) = 192.4 mm
s = 100 mm < sa = 192.4 mm == OK ==

5) 배력철근 계산

- 주철근량의 1/5 : A_{min1} = 1/5 × 7942 = 1588 mm²
- 단면적의 0.30% : A_{min2} = 0.003 × Ag = 0.003 × 1000 600 = 1800 mm²
- 배 력 철 근 량 : H 16 , 인장측 : 100 mm , 압축측 : 200 mm
  * 인장측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 100) × 2 = 3972 mm²
  * 압축측 배력철근량 : 198.6 × (600 ÷ 200) = 596 mm²
- 배 력 철 근 량 : 4568 mm² > 1800 mm² = Amin == O.K ==
- 인장측 배력철근량 : 1800 mm² < 7942 mm² = 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 = 1088.61 kN·m
  WSD : Ms = 680.38 kN·m
- 계수전단강도: USD : Vu = 423.26 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-√(d²-4Mu/1.7·fck·b·Φ)] / [2·fy / 1.7·fck·b] = 6766 ㎟
- 최대철근량(A_S) : 0.75·0.85·β·fck·600 / [fy·(600+fy)]·b·d = 12192 ㎟
- 4/3 (요구 철근량 (A_S)) = 9021.33 ㎟

(2) 사용 철근량 (A_S)

- 인장 철근량 : 1단 : H 32 @ 100 - 10 ea = 7942 ㎟
  2단 : H 0 @ 0 - 0 ea = 0 ㎟ ; Total: 7,942 ㎟

(3) 철근비검토

- 최소철근비: ρ_{min} = 0.25×√(f_{ck})/f_y = 0.00342 < 1.4 / f_y = 0.00350
- 균형철근비: ρ_b = 0.85×β_1×(f_{ck} / f_y)×(600 / (600 + f_y)) = 0.03198 (β_1= 0.836)

∴ ρ_{min} = 0.00350 < ρ= 0.01588 < ρ_{max} = 0.02283 == OK ==

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 : a = As·fy / (0.85·fck·b) = 124.58 mm
- 극한 모멘트 : Mu = 1088.61 kN·m
- 공칭 모멘트 : Mn = As·fy (d-a/2) = 1390.52 kN·m
- 설계 모멘트 : Md = Φ· Mn = 1251.47 kN·m

∴ Md > Mu == OK ==

3) 전단 검토

- Vc = 1/6×√(f_{ck})×b_w×d = 456.44 kN
- Φ·Vc = 387.974 kN
- 0.5·Φ·Vc = 193.99 kN
- Min Av = 175.00 ㎟
- Req Vs = (Vu - ϕVc) / ϕ = 41.51 kN
- Vs = Av·fy·d / s = 316.75 kN
- Max Vs = 2/3·√fck·bw·d = 1825.74 kN

∴ Vu > Φ·Vc === 전단철근 필요 !!!

(1) 사용 전단철근

- 전단 철근 간격 : s = 200 mm
- 전단 철근 직경 : H 13 - 2.5 ea
- 전단 철근 단면적 : Av = 317 ㎟

∴ Req'd Vs < Vs < Max. Vs == OK ==

s = 200.0 mm < Min (600, 0.5D) = 250.0 mm ∴ O.K

(2) 단면력 검토 (shear force)

- 공칭 전단강도 : Vn = 773.19 kN
- 설계 전단강도 : Vd = 657.21 kN ∴ Vd > Vu == OK ==

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)}
  = 680381200 ÷ (7942 × (500 - 187 ÷ 3)) = 195.7 N/㎟
- 철근 유효단면적 : A = 1000 × 100 × 2 ÷ 10 = 20000 ㎟
- 압축응력 깊이 : x = k · d = 187 mm
- 중 립 축 비 : k = $-np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.37327 (n =)
- 철 근 비 : p = As / [b · d]
  = 7942 ÷ (1000 × 500) = 0.01588
- 인장철근의 간격 검토

Cc = 100 - 32 / 2 = 84.0 mm

sa1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc
= 375 x (210 / 195.7) - 2.5 x 84 = 192.4 mm
sa2 = 300 x (210 / fs)
= 300 x (210 / 195.7) = 321.9 mm

sa = Min (192.4 , 321.9) = 192.4 mm
s = 100 mm < sa = 192.4 mm == OK ==

5) 배력철근 계산

- 주철근량의 1/5 : A_{min1} = 1/5 × 7942 = 1588 ㎟
- 단면적의 0.30% : A_{min2} = 0.003 × Ag = 0.003 × 1000 × 600 = 1800 ㎟
- 배 력 철 근 량 : H 16 , 인장측 : 100 mm , 압축측 : 200 mm
  * 인장측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 100) × 2 = 3972 ㎟
  * 압축측 배력철근량 : 198.6 × (600 ÷ 200) = 596 ㎟
- 배 력 철 근 량 : 4568 ㎟ > 1800 ㎟ = Amin == O.K ==
- 인장측 배력철근량 : 1800 ㎟ < 7942 ㎟ = 인장측 주철근량 == O.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 = 599.27 kN·m
  WSD : Ms = 374.54 kN·m
- 계수전단강도 : USD : Vu = 296.82 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) : $[d-\sqrt{(d^2-4Mu/1.7\cdot fck\cdot b\cdot \Phi)}] / [2\cdot fy / 1.7\cdot fck\cdot b]$ = 3524 ㎟
- 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)) = 4698.67 ㎟

(2) 사용 철근량 (A_S)

- 인장 철근량 : 1단 : H 32 @ 100 - 10 ea = 7942 ㎟
  2단 : H 0 @ 0 - 0 ea = 0 ㎟ ; Total: 7,942 ㎟

(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= 0.84)

∴ ρ_{min} = 0.00350 < ρ = 0.01588 < ρ_{max} = 0.02283 == OK ==

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 : a = As·fy / (0.85·fck·b) = 124.58 mm
- 극한 모멘트 : Mu = 599.27 kN·m
- 공칭 모멘트 : Mn = As·fy (d-a/2) = 1390.52 kN·m
- 설계 모멘트 : Md = Φ· Mn = 1251.47 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)}
  = 374543500 ÷ { 7942 × (500 - 187 ÷ 3)} = 107.7 N/㎟
- 철근 유효단면적 : A = 1000 × 100 × 2 ÷ 10 = 20000 ㎟
- 압축응력 깊이 : x = k · d = 187 mm
- 중 립 축 비 : k = -np + √ ((np)² + 2np) = 0.37327 (n =)
- 철 근 비 : p = As / [b · d]
  = 7942 ÷ (1000 × 500) = 0.01588
- 인장철근의 간격 검토

  Cc = 100 - 32 / 2 = 84 mm

  sa1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc
  = 375 x (210 / 107.7) - 2.5 x 84 = 521.0 mm

  sa2 = 300 x (210 / fs)
  = 300 x (210 / 107.7) = 584.8 mm

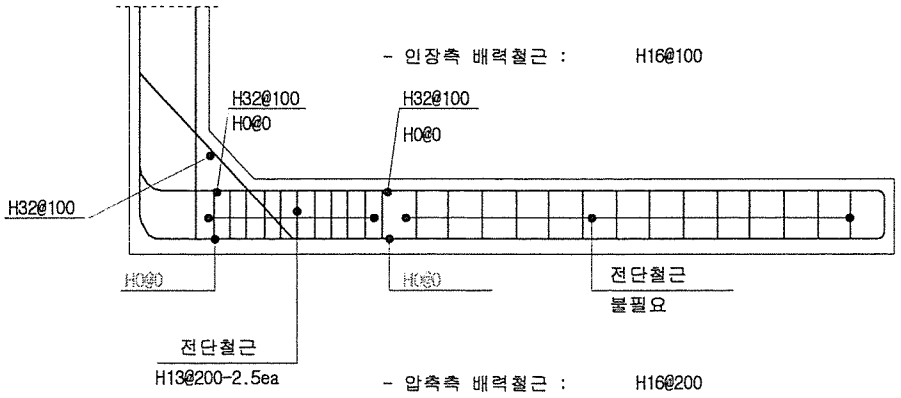
  sa = Min (521.0 , 584.8) = 521.0 mm

  s = 100 mm < sa = 521.0 mm == OK ==

5) 배력철근 계산

- 주철근량의 1/5 : A_{min1} = 1/5 × 7942 = 1588 ㎟
- 단면적의 0.30% : A_{min2} = 0.003 × Ag = 0.003 × 1000 × 600 = 1800 ㎟
- 배 력 철 근 량 : H 16 , 인장측 : 100 mm , 압축측 : 200 mm
  * 인장측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 100) × 2 = 3972 ㎟
  * 압축측 배력철근량 : 198.6 × (600 ÷ 200) = 596 ㎟
- 배 력 철 근 량 : 4568 ㎟ > 1800 ㎟ = Amin == O.K ==
- 인장측 배력철근량 : 1800 ㎟ < 7942 ㎟ = 인장측 주철근량 == O.K ==

17.1.8 날개벽 주철근조립도



▶ 파전 옹벽 A-A

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 = 7.000 M
옹 벽 저 판 : B = 5.600 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) : 33.000 °
지지지반의 내부마찰각(Φ_2) : 40.000 °
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/㎡
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.000 °
뒷채움의 성토높이 : 0.850 m
옹벽전면의 토 피 고(Df) : 1.000 m

2.3 사용토압

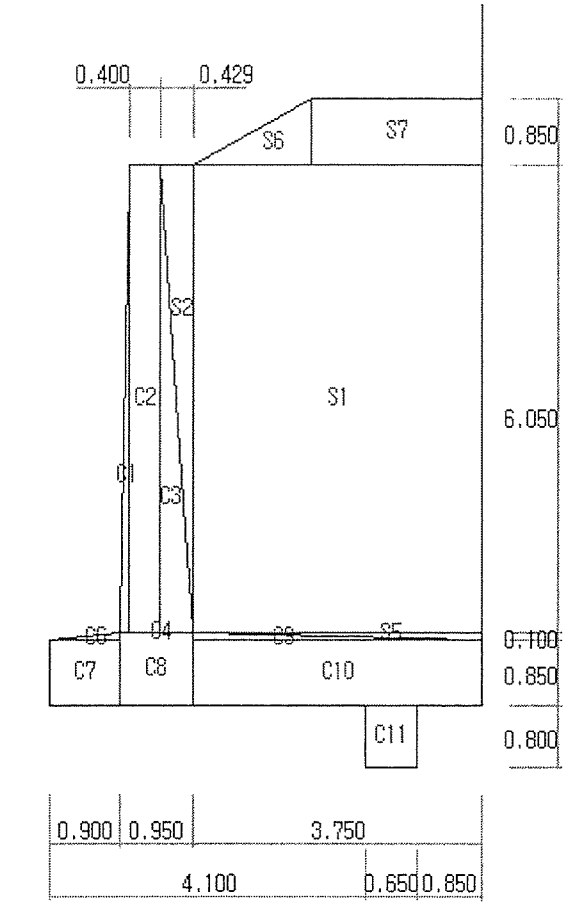
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : $q\ell$ = 35.00 KN/㎡
과재고정하중 : qd = 15.00 KN/㎡

2.5 검토단면



H = 7.000 M B = 5.600 M α = 29.000 °

< Fig.1 >

3. 안 정 계 산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	γ	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.366	24.5	8.97	0.077	0.69	0.981	2.967	8.79	2.05
C2	2.420	24.5	59.29	0.077	4.57	1.221	3.975	72.39	18.15
C3	1.298	24.5	31.79	0.077	2.45	1.564	2.967	49.73	7.263
C4	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.436	0.950	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.850	0.950	0.00	0.00
C6	0.045	24.5	1.10	0.077	0.08	0.600	0.883	0.66	0.07
C7	0.765	24.5	18.74	0.077	1.44	0.450	0.425	8.43	0.61
C8	0.903	24.5	22.11	0.077	1.70	1.375	0.475	30.40	0.81
C9	0.188	24.5	4.59	0.077	0.35	3.100	0.883	14.24	0.31
C10	3.188	24.5	78.09	0.077	6.01	3.725	0.425	290.90	2.56
C11	0.520	24.5	12.74	0.077	0.98	4.425	-0.400	56.37	-0.39
소계	9.691		237.44		18.28			531.93	31.43
S1	22.688	19.0	431.06	0.077	33.19	3.725	3.975	1605.71	131.94
S2	1.298	19.0	24.66	0.077	1.90	1.707	4.983	42.09	9.46
S3	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.850	0.950	0.00	0.00
S4	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	3.725	0.950	0.00	0.00
S5	0.188	19.0	3.56	0.077	0.27	4.350	0.917	15.50	0.25
S6	0.652	19.0	12.38	0.077	0.95	2.872	7.283	35.57	6.94
S7	1.884	19.0	35.80	0.077	2.76	4.492	7.425	160.79	20.47
소계	26.709		507.46		39.07			1859.65	169.06
총계			744.90		57.36			2391.58	200.49

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 33.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.000 °
뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 0.000 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 65.00 °일때..Ka = 0.4867
α= 64.50 °일때..Ka = 0.4883
α= 64.00 °일때..Ka = 0.4895
α= 63.50 °일때..Ka = 0.4906
α= 63.00 °일때..Ka = 0.4914
α= 62.50 °일때..Ka = 0.4920
α= 62.00 °일때..Ka = 0.4923

▷ α= 61.50 °일때..Ka = 0.4925 최대값

α= 61.00 °일때..Ka = 0.4923
α= 60.50 °일때..Ka = 0.4920
α= 60.00 °일때..Ka = 0.4914
α= 59.50 °일때..Ka = 0.4906
α= 59.00 °일때..Ka = 0.4895
α= 58.50 °일때..Ka = 0.4883
α= 58.00 °일때..Ka = 0.4867

∴ Ka = 0.492 (쐐기중량 W = 530.964 KN)
Kah = 0.492 ×cos 0.000° = 0.492
Kav = 0.492 ×sin 0.000° = 0.000

$Pah = 1/2 \times Kah \times \gamma t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.492 \times 19.0 \times 7.850^2$
$= 288.290$ KN.m

$Pav = 1/2 \times Kav \times \gamma t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.000 \times 19.0 \times 7.850^2$
$= 0.000$ KN/m

$y = H / 3 = 7.850 / 3 = 2.617$ m
$\chi = 5.600$ m

$Mo = Pah \times y = 288.290 \times 2.617$
$= 754.358$ KN.m

$Mr = Pav \times \chi = 0.000 \times 5.600$
$= 0.000$ KN.m

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각($\delta = \beta + \Theta$) : 4.403 °
여기서... $\Theta = \tan^{-1}(kh/(1-kv))$: 4.403 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수

α= 60.50 ° 일때..Kae = 0.3914
α= 60.00 ° 일때..Kae = 0.3924
α= 59.50 ° 일때..Kae = 0.3931
α= 59.00 ° 일때..Kae = 0.3938
α= 58.50 ° 일때..Kae = 0.3943
α= 58.00 ° 일때..Kae = 0.3946
α= 57.50 ° 일때..Kae = 0.3948

▷ α= 57.00 ° 일때..Kae = 0.3948 최대값

α= 56.50 ° 일때..Kae = 0.3947
α= 56.00 ° 일때..Kae = 0.3944
α= 55.50 ° 일때..Kae = 0.3939
α= 55.00 ° 일때..Kae = 0.3933
α= 54.50 ° 일때..Kae = 0.3925
α= 54.00 ° 일때..Kae = 0.3916
α= 53.50 ° 일때..Kae = 0.3905

∴ Kae = 0.395 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 457.765 KN)
Kaeh = 0.395 ×cos 4.403 ° = 0.394
Kaev = 0.395 ×sin 4.403 ° = 0.030

Paeh = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.394 ×19.0 ×7.850²
= 230.452 KN/m

Paev = 1/2 ×Kaev × γt ×H²
= 1/2 ×0.030 ×19.0 ×7.850²
= 17.745 KN/m

y = H / 2 = 7.850 / 2 = 3.925 m
χ = 5.600 m

Mo = Paeh ×y = 230.452 ×3.925
= 904.524 KN.m

Mr = Paev × χ= 17.745 ×5.600
= 99.371 KN.m

3) 과재하중

① 상시 과재하중

q = 35.00 + 15.00 = 50.00 KN/㎡

가상배면외의 과재하중은 흙쐐기중량에 고려하며, 가상배면내에 작용하는
과재하중에 의한 연직력을 계산한다.

Pv = 110.828 KN/m
χ = 4.492 m
Mr = Pv × χ= 497.808 KN.m

② 지진시 과재하중(고정하중만 고려)

q_d = 15.000 KN/㎡

Pve = 33.248 KN/m
χ = 4.492 m
Mre = Pve × χ = 149.343 KN.m

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	237.436	0.000	531.927	0.000
재하토사 자중	507.462	0.000	1859.652	0.000
토 압	0.000	288.290	0.000	754.358
과 재 하 중	110.828	0.000	497.808	0.000
Σ	855.725	288.290	2889.387	754.358

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	237.436	18.283	531.927	31.431
재하토사 자중	507.462	39.075	1859.652	169.061
토 압	17.745	230.452	99.371	904.524
과 재 하 중	33.248	0.000	149.343	0.000
Σ	795.891	287.809	2640.292	1105.016

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

ΣV = 855.725 KN
ΣMr = 2889.387 KN.m

$\sum Mo$ = 754.358 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 5.600 / 2 - (2889.387 - 754.358) / 855.725
= 0.305 m ≤ B/6 = 0.933 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.305 m ≤ B/6 = 0.933 m ∴ O.K

▷ 안전율 검토
S.F = $\sum Mr$ / $\sum Mo$ = 2889.387 / 754.358
= 3.830 ≥ 2.0 ∴ O.K

2) 지진시 안정검토

$\sum V$ = 795.891 KN
$\sum Mr$ = 2640.292 KN.m
$\sum Mo$ = 1105.016 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 5.600 / 2 - (2640.292 - 1105.016) / 795.891
= 0.871 m ≤ B/6 = 0.933 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.871 m ≤ B/3 = 1.867 m ∴ O.K

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 40.000°
지지지반의 단위 중량 : 20.0 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 = 5.600 - 2 ×0.305 = 4.990m
Nc = 95.700 Nq = 81.300 Nr = 100.400

∴ qu = 6554.645 KN/㎡
∴ qa = 400.000 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$Q1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 202.745$ KN/㎡
$Q2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 102.871$ KN/㎡

q_max = 202.745 ≤ 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 $\alpha = 1.000$ $\beta = 0.500$
$Be = B - 2e = 5.600 - 2 \times 0.871 = 3.858$m
$Nc = 95.700$ $Nq = 81.300$ $Nr = 100.400$

∴ que = 5418.139 KN/㎡
∴ qae = 600.000 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$Q1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 274.754$ KN/㎡
$Q2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 9.492$ KN/㎡

q_max = 274.754 ≤ qae ∴O.K

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 ΦB = (2/3)Φ 이므로
마찰계수 μ= tan(ΦB) = 0.502
점 착 력 C = 0.0 KN/㎡

2) 상시 안정검토

∑V = 855.725 KN
∑H = 288.290 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad (\text{'96 콘.시 제17장})$$

= 0.000 + 529.161 + 227.127 + 87.572
= 843.860 KN

여기서 Kp = 4.599 (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
L = 0.800 m
Ae = 4.990 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 843.860 / 288.290
= 2.927 ≥ 1.5 ∴ O.K

3) 지진시 안정검토

∑V = 795.891 KN
∑H = 287.809 KN

-

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad (\text{'96 콘.시 제17장})$$

= 0.000 + 419.284 + 271.180 + 33.914
= 724.378 KN

-

여기서 Kp = 4.431 (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
L = 0.800 m
Ae = 3.858 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 724.378 / 287.809
= 2.517 ≥ 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+0.0L+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)

$\sum V$ = 1194.019 KN
$\sum Mr$ = 4074.905 KN.m
$\sum Mo$ = 1206.973 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 5.600 / 2 - (4074.905 - 1206.973) / 1194.019
= 0.398 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = $\sum V$ / (B · L) ×(1 + 6e / B) = 304.159 KN/㎡
Q2 = $\sum V$ / (B · L) ×(1 - 6e / B) = 122.276 KN/㎡

(2) LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)

$\sum V$ = 1369.161 KN
$\sum Mr$ = 4623.019 KN.m
$\sum Mo$ = 1206.973 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 5.600 / 2 - (4623.019 - 1206.973) / 1369.161
= 0.305 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = $\sum V$ / (B · L) ×(1 + 6e / B) = 324.392 KN/㎡
Q2 = $\sum V$ / (B · L) ×(1 - 6e / B) = 164.594 KN/㎡

(3) LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+0.0L+1.6H+0.0W)

$\sum V$ = 1050.497 KN
$\sum Mr$ = 3430.244 KN.m
$\sum Mo$ = 1206.973 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 5.600 / 2 - (3430.244 - 1206.973) / 1050.497
= 0.684 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = $\sum V$ / (B · L) ×(1 + 6e / B) = 324.984 KN/㎡
Q2 = $\sum V$ / (B · L) ×(1 - 6e / B) = 50.193 KN/㎡

(4) LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

$\sum V$ = 795.891 KN
$\sum Mr$ = 2640.292 KN.m
$\sum Mo$ = 1105.016 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 5.600 / 2 - (2640.292 - 1105.016) / 795.891
= 0.871 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = $\sum V$ / (B · L) × (1 + 6e / B) = 274.754 KN/㎡
Q2 = $\sum V$ / (B · L) × (1 - 6e / B) = 9.492 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	-26.791	260.589	233.799
	모멘트	-11.833	119.238	107.406
LCB2	전단력	-31.752	280.396	248.644
	모멘트	-14.024	127.912	113.888
LCB3	전단력	-26.791	272.613	245.822
	모멘트	-11.833	125.657	113.824
LCB4	전단력	-19.845	228.095	208.250
	모멘트	-8.765	105.520	96.755
LCB5	전단력	-19.845	175.247	155.402
	모멘트	-8.765	79.945	71.180

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
	전단력	128.827	651.787	188.408	-686.904	0.000	282.117

LCB1	모멘트	249.714	1247.905	497.720	-1145.215	0.000	850.124
	전단력	152.684	772.488	177.325	-817.867	0.000	284.630
LCB2	모멘트	295.958	1478.998	468.442	-1408.101	0.000	835.297
	전단력	128.827	651.787	44.885	-533.247	0.000	292.252
LCB3	모멘트	249.714	1247.905	118.575	-784.199	0.000	831.995
	전단력	95.428	482.805	33.248	-368.654	17.745	260.572
LCB4	모멘트	184.974	924.374	87.833	-483.065	66.543	780.658
	전단력	95.428	482.805	110.828	-511.167	0.000	177.894
LCB5	모멘트	184.974	924.374	292.777	-880.064	0.000	522.060

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

ⓐ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 33.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.000 °
흙과 콘크리트의 마찰각(δ): 11.000 °
옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 4.056 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 60.00 ° 일때..Ka = 0.5284
α= 59.50 ° 일때..Ka = 0.5306
α= 59.00 ° 일때..Ka = 0.5324
α= 58.50 ° 일때..Ka = 0.5340
α= 58.00 ° 일때..Ka = 0.5353
α= 57.50 ° 일때..Ka = 0.5362
α= 57.00 ° 일때..Ka = 0.5368

▷ α= 56.50 ° 일때..Ka = 0.5371 최대값

α= 56.00 ° 일때..Ka = 0.5371
α= 55.50 ° 일때..Ka = 0.5367
α= 55.00 ° 일때..Ka = 0.5360
α= 54.50 ° 일때..Ka = 0.5349
α= 54.00 ° 일때..Ka = 0.5335
α= 53.50 ° 일때..Ka = 0.5317
α= 53.00 ° 일때..Ka = 0.5296

∴ Ka = 0.537 (쐐기중량 W = 463.320 KN)
Kah = 0.537 ×cos 15.056 ° = 0.519
Kav = 0.537 ×sin 15.056 ° = 0.140

ⓑ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 쐐기법)

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수

α= 60.00 ° 일때..Kae = 0.4876
α= 59.50 ° 일때..Kae = 0.4889
α= 59.00 ° 일때..Kae = 0.4900
α= 58.50 ° 일때..Kae = 0.4909
α= 58.00 ° 일때..Kae = 0.4916
α= 57.50 ° 일때..Kae = 0.4921
α= 57.00 ° 일때..Kae = 0.4924

▷ α= 56.50 ° 일때..Kae = 0.4925 최대값

α= 56.00 ° 일때..Kae = 0.4924
α= 55.50 ° 일때..Kae = 0.4921
α= 55.00 ° 일때..Kae = 0.4915
α= 54.50 ° 일때..Kae = 0.4908
α= 54.00 ° 일때..Kae = 0.4899
α= 53.50 ° 일때..Kae = 0.4887
α= 53.00 ° 일때..Kae = 0.4873

∴ Kae = 0.492 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 345.072 KN)
Kaeh = 0.492 ×cos 4.056 ° = 0.491
Kaev = 0.492 ×sin 4.056 ° = 0.035

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$Pah = 1/2 \times Kah \times \gamma t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.519 \times 19.0 \times 6.050^2 = 180.362$ KN/m

y = H / 3 = 6.050 / 3 = 2.017 m

Mo = Pah ×y = 180.362 ×2.017 = 363.730 KN.m

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$Pah = 1/2 \times Kah \times \gamma t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.519 \times 19.0 \times 3.025^2 = 45.090$ KN/m

y = H / 3 = 3.025 / 3 = 1.008 m

Mo = Pah ×y = 45.090 ×1.008 = 45.466 KN.m

ⓑ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$Pah = 1/2 \times Kaeh \times \gamma t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.491 \times 19.0 \times 6.050^2 = 170.824$ KN/m

y = H / 2 = 6.050 / 2 = 3.025 m

Mo = Pah ×y = 170.824 ×3.025 = 516.743 KN.m

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

Pah = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.491 ×19.0 ×3.025² = 42.706 KN/m

y = H / 2 = 3.025 / 2 = 1.513 m

Mo = Pah ×y = 42.706 ×1.513 = 64.593 KN.m

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

q = 35.00 + 15.00 + 50.00 KN/m²

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	0.366	24.5	8.968	0.077	0.691	2.017	1.393
C2	2.420	24.5	59.290	0.077	4.565	3.025	13.810
C3	1.298	24.5	31.794	0.077	2.448	2.017	4.937
합 계 (벽체 하부)			100.052		7.704		20.140
C1	0.092	24.5	2.242	0.077	0.173	1.008	0.174
C2	1.210	24.5	29.645	0.077	2.283	1.513	3.453
C3	0.324	24.5	7.949	0.077	0.612	1.008	0.617
합 계 (벽체 중앙부)			39.835		3.067		4.244

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	288.579	0.000	0.000	288.579
	모멘트	581.967	0.000	0.000	581.967
LCB2	전단력	288.579	0.000	0.000	288.579
	모멘트	581.967	0.000	0.000	581.967
LCB3	전단력	288.579	0.000	0.000	288.579
	모멘트	581.967	0.000	0.000	581.967
LCB4	전단력	170.824	0.000	7.704	178.528
	모멘트	516.743	0.000	20.140	536.883
LCB5	전단력	180.362	0.000	0.000	180.362
	모멘트	363.730	0.000	0.000	363.730

▷ 벽체 중간부 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	72.145	0.000	0.000	72.145
	모멘트	72.746	0.000	0.000	72.746
LCB2	전단력	72.145	0.000	0.000	72.145
	모멘트	72.746	0.000	0.000	72.746
LCB3	전단력	72.145	0.000	0.000	72.145
	모멘트	72.746	0.000	0.000	72.746
LCB4	전단력	42.706	0.000	3.067	45.773
	모멘트	64.593	0.000	4.244	68.837
LCB5	전단력	45.090	0.000	0.000	45.090
	모멘트	45.466	0.000	0.000	45.466

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 = 4.599 μ= 0.502 (상 시)
Kpe = 4.431 μ= 0.502 (지진시)

(단위 : KN, m)

구 분		활동저항력	마 찰 력	총 계
LCB1	전단력	724.285	52.374	776.659
	모멘트	289.714	20.950	310.664
LCB2	전단력	846.657	64.676	911.333
	모멘트	338.663	25.870	364.533
LCB3	전단력	599.258	35.207	634.465
	모멘트	239.703	14.083	253.786
LCB4	전단력	419.284	21.268	440.552
	모멘트	167.714	8.507	176.221
LCB5	전단력	529.161	40.422	569.583
	모멘트	211.664	16.169	227.833

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)	113.888	71.180	248.644
뒷 굽 판 (B-B)	581.967	363.730	292.252

벽 체 하 부 (C-C)	581.967	363.730	288.579
벽체 중앙부 (D-D)	72.746	45.466	72.145
활동 방지벽 (E-E)	364.533	227.833	911.333

(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 = 113.888 KN.m　　계수 전단력 Vu = 248.644 KN

단면의 두께 H = 950.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm

유 효 깊 이 D = 850.000 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) = 0.00093

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 12.461 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.16808 ≥ 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) = 227898800.000 N.mm

= 227.899 KN.m ≥ Mu = 113.888 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.858 mm로 가정

필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 373.469 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.858 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00044 ⇒ 4/3 Preq = 0.00059

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 659.549 KN

Φv · Vc = 659.549 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 71.180 KN.m (사용하중 모멘트)

n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7

p = As/(B · D) = 0.00093

k = -np + √((np)² + 2np) = 0.108　　j = 0.964

x = k · d = 91.826 mm

fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 1.892 MPa

fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 109.352 MPa

fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 109.352 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 490.15 mm

...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 490.15 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	= 581.967 KN.m	계수 전단력 Vu	= 292.252 KN
단면의 두께 H	= 950.000 mm	단 위 폭 B	= 1000.000 mm
유 효 깊 이 D	= 850.000 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) = 0.00364
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 48.577 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04088 ≥ 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) = 869401500.000 N.mm
= 869.401 KN.m ≥ Mu = 581.967 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 30.376 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 1936.454 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 30.376 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00228 ⇒ 4/3 Preq = 0.00304
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 659.549 KN
Φv · Vc = 659.549 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 363.730 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00364
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.202 j = 0.933
x = k · d = 171.511 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 5.350 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 148.145 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 148.145 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 309.08 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 89.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 309.08 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 = 581.967 KN.m　　계수 전단력 Vu = 288.579 KN
단면의 두께 H = 950.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 850.000 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) = 0.00364
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 48.577 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04088 ≥ 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) = 869401400.000 N.mm
= 869.401 KN.m ≥ Mu = 581.967 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 30.376 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 1936.454 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 30.376 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00228 ⇒ 4/3 Preq = 0.00304
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 659.549 KN
Φv · Vc = 659.549 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 363.730 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00364
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.202　　j = 0.933
x = k · d = 171.511 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 5.350 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 148.145 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 148.145 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 309.08 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 89.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 309.08 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	= 72.746 KN.m	계수 전단력 Vu	= 72.145 KN
단면의 두께 H	= 675.000 mm	단 위 폭 B	= 1000.000 mm
유 효 깊 이 D	= 575.000 mm	피 복 두 께 Dc	= 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H22 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 1548.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00269

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.289 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.05637 ≥ 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) = 296318800.000 N.mm
= 296.319 KN.m ≥ Mu = 72.746 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.539 mm로 가정

필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 353.130 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.539 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00061 ⇒ 4/3 Preq = 0.00082

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 446.166 KN

Φv · Vc = 446.166 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 45.466 KN.m (사용하중 모멘트)

n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7

p = As/(B · D) = 0.00269

k = -np + √((np)² + 2np) = 0.176　　j = 0.941

x = k · d = 101.331 mm

fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 1.658 MPa

fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 54.254 MPa

fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 54.254 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 1161.21 mm

...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 89.00 mm

최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 1161.21 mm ..... ∴ O.K

5) 활 등 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 = 364.533 KN.m　　계수 전단력 Vu = 911.333 KN
단면의 두께 H = 650.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 550.000 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) = 0.00417
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, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 414595300.000 N.mm
= 414.595 KN.m ≥ Mu = 364.533 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 29.680 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 1892.131 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 29.680 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00344 ⇒ 4/3 Preq = 0.00459
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 426.767 KN
Vu > Φv · Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Used Av = H19 ×2.00 ea/m = 573.000 ㎟ (간격 s = 200.0 mm)
Øv · Vs = Øv · Av · fy · D / (s ×1000) = 535.755 KN
s = 200.0 mm ≤ Min(600,0.5D) = 275.0 mm ..... ∴ O.K

Φv · Vn = Φv · Vc + Φv · Vs = 962.522 KN ≥ Vu ..... ∴ O.K

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 227.833 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00417
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.214　　j = 0.929
x = k · d = 117.769 mm

fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 7.576 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 194.625 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 194.625 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 178.37 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 90.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 178.37 mm ..... ∴ O.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H19
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 1432.500 ㎟
최소 수평철근비 = 0.25 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H19@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.302 % ≥ 0.25 % ∴O.K

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H19
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 1432.500 ㎟
최소 수평철근비 = 0.25 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H19@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.302 % ≥ 0.25 % ∴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	0.305	0.933	O.K	2.927	1.500	O.K	202.745	400.000	O.K
지진시	0.871	1.867	O.K	2.517	1.200	O.K	274.754	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	113.89	227.90	O.K	248.64	659.55	O.K	490.2	250.0	O.K
뒷 굽 판	581.97	869.40	O.K	292.25	659.55	O.K	309.1	125.0	O.K
벽체 하부	581.97	869.40	O.K	288.58	659.55	O.K	309.1	125.0	O.K
벽체 중앙	72.75	296.32	O.K	72.14	446.17	O.K	1161.2	250.0	O.K
활동방지벽	364.53	414.60	O.K	911.33	962.52	O.K	178.4	125.0	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	H22 @ 125mm	100.0	3096.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
벽체 하부	H22 @ 125mm	100.0	3096.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
벽체 중앙	H22 @ 250mm	100.0	1548.400	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
활동방지벽	H19 @ 125mm	100.0	2292.000	H19 x 2.000Leg	200.0	573.000

B(함)파전 - 날개벽

17. 날개벽 설계

17.1 W1~W2

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/m³

③ 내부 마찰각 : ϕ = 35.0 °

④ 토 압 계 수 : K_o = (1 - sinϕ) × (1 + sinβ) = 0.634

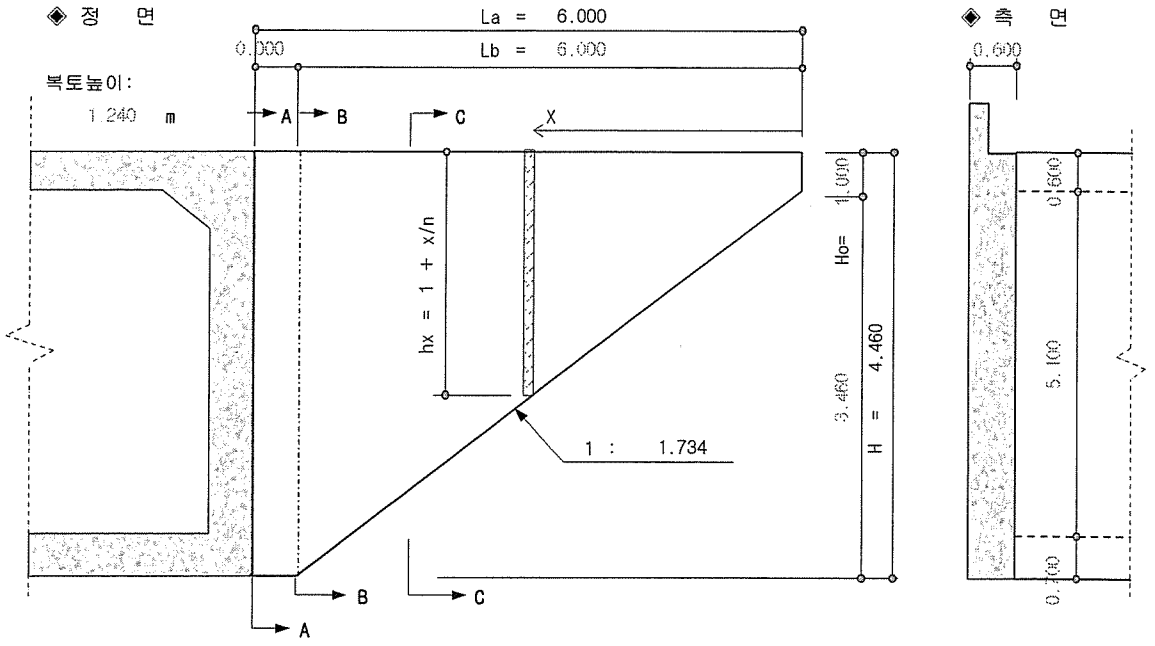
⑤ 면벽 기울기 : 1 : 1.734 (평균구배 적용)

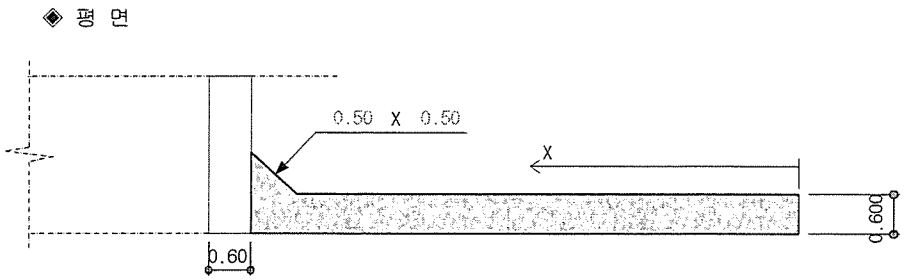
⑥ 콘크리트 강도 : f_{ck} = 30 MPa

⑦ 철근 항복응력 : f_y = 400 MPa

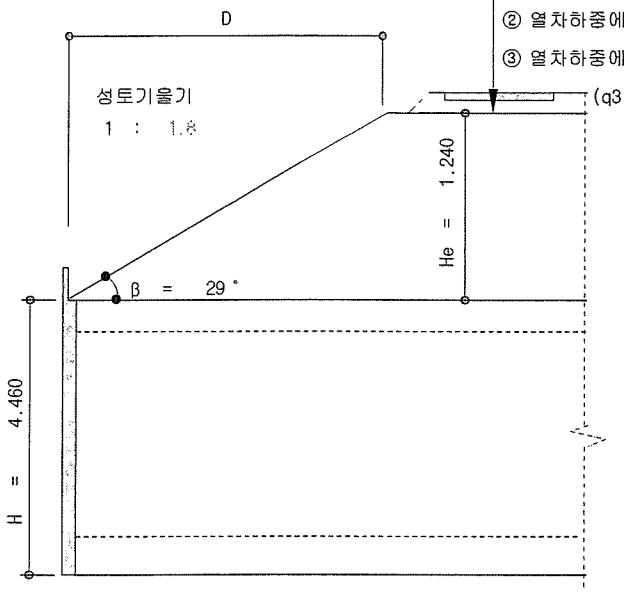
17.1.2 날개벽 단면

; 범용계산을 위하여 단면가정이 일반도와 상이할 수 있으나, 적용치수는 일반도와 같이 적용됨.





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 = 9.125 > 2.00 ∴ q_3 = 0.00
- D = 1.240 × 1.8 = 2.232

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

$$-Ma = \frac{1}{2}Ko \cdot \gamma \left(\frac{x^4}{12n^2} + \frac{x^3 \cdot Ho}{3n} + \frac{x^2 \cdot Ho^2}{2} \right) + Ko \cdot q \left(\frac{x^3}{6n} + \frac{x^2 \cdot Ho}{2} \right)$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.63 \times 20.0 \left(\frac{6.000^4}{12 \times 1.73^2} + \frac{6.000^3 \times 1.000}{3 \times 1.73} + \frac{6.000^2 \times 1.000^2}{2} \right)$$

$$+ 0.63 \times 50.00 \left(\frac{6.000^3}{6 \times 1.73} + \frac{6.000^2 \times 1.000}{2} \right) = 1833.749 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② Shear Force

$$-Sa = \frac{1}{2}Ko \cdot \gamma \left(\frac{x^3}{3n^2} + \frac{x^2 \cdot Ho}{n} + x \cdot Ho^2 \right) + Ko \cdot q \left(\frac{x^2}{2n} + x \cdot Ho \right)$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.63 \times 20.0 \left(\frac{6.000^3}{3 \times 1.73^2} + \frac{6.000^2 \times 1.000}{1.7341} + 6.000 \times 1.000^2 \right)$$

$$+ 0.63 \times 50.00 \left(\frac{6.000^2}{2 \times 1.73^2} + 6.000 \times 1.000 \right) = 840.704 \text{ kN}$$

∴ USD : Ma = 1.6 × 1833.749 ÷ 4.460 × 1.2 = 789.417 kN · m/m

WSD : Ma = 1.0 × 1833.749 ÷ 4.460 × 1.2 = 493.385 kN · m/m

USD : Sa = 1.6 × 840.704 ÷ 4.460 × 1.2 = 361.917 kN/m

적용위치(x)	La	Lb / 4				비 고
	6.000	6.000	4.500	3.000	1.500	
hx	4.460	4.460	3.600	2.700	1.900	[hx=Ho+x/n]
Moment	1833.749	1833.749	845.886	300.577	58.080	kN · m
Mx[USD]	789.417	789.417	451.139	178.120	48.909	kN · m/m
Mx[WSD]	493.385	493.385	281.962	111.325	30.568	kN · m/m
Shear Force	840.7040	840.704	494.344	248.261	88.223	kN
Sx[USD]	361.917	361.917	263.650	147.118	74.293	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 = 500 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 = 789.42 kN·m
  WSD : Ms = 493.39 kN·m
- 계수전단강도: USD : Vu = 361.92 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) : $[d-\sqrt{(d^2-4Mu/1.7 \cdot fck \cdot b \cdot \Phi)}] / [2 \cdot fy / 1.7 \cdot fck \cdot b]$ = 4738 ㎟
- 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)) = 6317.33 ㎟

(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 = 789.42 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 = 767 - 100 = 667 mm

- fs = M / {As (d - x/3)}
  = 493385381 ÷ (5139.2 × (500 - 157 ÷ 3)) = 214.5 N/mm²
- 철근 유효단면적 : A = 1000 × 100 × 2 ÷ 8 = 25000 mm²
- 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 = 85.5 mm

sa1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc
= 375 x (210 / 214.5) - 2.5 x 86 = 153.4 mm
sa2 = 300 x (210 / fs)
= 300 x (210 / 214.5) = 293.7 mm

sa = Min (153.4 , 293.7) = 153.4 mm
s = 125 mm < sa = 153.4 mm == OK ==

5) 배력철근 계산

- 주철근량의 1/5 : A_{min1} = 1/5 × 5139.2 = 1028 mm²
- 단면적의 0.30% : A_{min2} = 0.003 × Ag = 0.003 × 1000 600 = 1800 mm²
- 배 력 철 근 량 : H 16 , 인장측 : 125 mm , 압축측 : 250 mm
  * 인장측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 125) × 2 = 3178 mm²
  * 압축측 배력철근량 : 198.6 × (600 ÷ 250) = 397 mm²
- 배 력 철 근 량 : 3575 mm² > 1800 mm² = Amin == O.K ==
- 인장측 배력철근량 : 1800 mm² < 5139 mm² = 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 = 789.42 kN·m
  WSD : Ms = 493.39 kN·m
- 계수전단강도: USD : Vu = 361.92 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) : $[d-\sqrt{(d^2-4Mu/1.7 \cdot fck \cdot b \cdot \Phi)}] / [2 \cdot fy / 1.7 \cdot fck \cdot b]$ = 4738 ㎟
- 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)) = 6317.33 ㎟

(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 = 789.42 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)}
  = 493385381 ÷ (5139.2 × (500 - 157 ÷ 3)) = 214.5 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 / 214.5) - 2.5 x 86 = 153.4 mm
sa2 = 300 x (210 / fs)
= 300 x (210 / 214.5) = 293.7 mm

sa = Min (153.4 , 293.7) = 153.4 mm
s = 125 mm < sa = 153.4 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 : 125 mm , 압축측 : 250 mm
  * 인장측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 125) × 2 = 3178 ㎟
  * 압축측 배력철근량 : 198.6 × (600 ÷ 250) = 397 ㎟
- 배 력 철 근 량 : 3575 ㎟ > 1800 ㎟ = Amin == O.K ==
- 인장측 배력철근량 : 1800 ㎟ < 5139 ㎟ = 인장측 주철근량 == O.K ==

17.1.7 단면설계(날개벽 단면C-C)

1) 단면계산 조건

- 단 면 폭 :	b_w =	1000	mm		- 콘크리트 강도 :	f_{ck} =	30.0	MPa
- 단 면 높 이 :	h =	600	mm		- 철근 항복응력 :	f_y =	400	MPa
- 유 효 높 이 :	d_1 =	475	mm	(단면계산시)	- 강도 감소계수 :	ϕ =	0.9	(휨)
	d_2 =	475	mm	(전단계산시)		ϕ =	0.85	(전단)
- 피 복 두 께 :	d_1' =	125	mm	(인장1단)				
- 피 복 두 께 :	d_2' =	0	mm	(인장2단)				
- 계수 모멘트 :	USD :	Mu =	451.14	kN·m				
	WSD :	Ms =	281.96	kN·m				
- 계수전단강도:	USD :	Vu =	263.65	kN				

2) 단면 계산

(1) 철근량 산정

- 최소철근량(A_S) : (1.4 / fy·b·d) = 1663 ㎟
- 필요철근량(A_S) : $[d-\sqrt{(d^2-4Mu/1.7\cdot fck\cdot b\cdot \Phi)}] / [2\cdot fy / 1.7\cdot fck\cdot b]$ = 2764 ㎟
- 최대철근량(A_S) : $0.75\cdot 0.85\cdot \beta\cdot fck\cdot 600 / [fy\cdot (600+fy)]\cdot b\cdot d$ = 11583 ㎟
- 4/3 (요구 철근량 (A_S)) = 3685.33 ㎟

(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= 0.84)

∴ ρ_{min} = 0.00350 < ρ = 0.01082 < ρ_{max} = 0.02283 == OK ==

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 : a = As·fy / (0.85·fck·b) = 80.61 mm
- 극한 모멘트 : Mu = 451.14 kN·m
- 공칭 모멘트 : Mn = As·fy (d-a/2) = 893.59 kN·m
- 설계 모멘트 : Md = Φ· Mn = 804.23 kN·m

∴ Md > Mu == OK ==

3) 전단 검토

- Vc = $1/6\times\sqrt{(f_{ck})}\times b_w\times d$ = 433.61 kN
- Φ·Vc = 368.569 kN

∴ Vu < Φ·Vc == 전단철근 불필요 !!!

4) 균열 검토

- 콘크리트 피복 두께 (dc) = 125 mm
- 인장철근 도심까지의 거리 (dc') = 125 mm
- d = 600 - 125 = 475 mm

- fs = M / {As (d - x/3)}
  = 281962000 ÷ (5139.2 × (475 - 152 ÷ 3)) = 129.3 N/㎟
- 철근 유효단면적 : A = 1000 × 125 × 2 ÷ 8 = 31250 ㎟
- 압축응력 깊이 : x = k · d = 152 mm
- 중 립 축 비 : k = -np + √ ((np)² + 2np) = 0.32077 (n = 7)
- 철 근 비 : p = As / [b · d]
  = 5139 ÷ (1000 × 475) = 0.01082
- 인장철근의 간격 검토

  Cc = 125 - 29 / 2 = 111 mm

  sa1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc
  = 375 x (210 / 129.3) - 2.5 x 111 = 332.6 mm

  sa2 = 300 x (210 / fs)
  = 300 x (210 / 129.3) = 487.1 mm

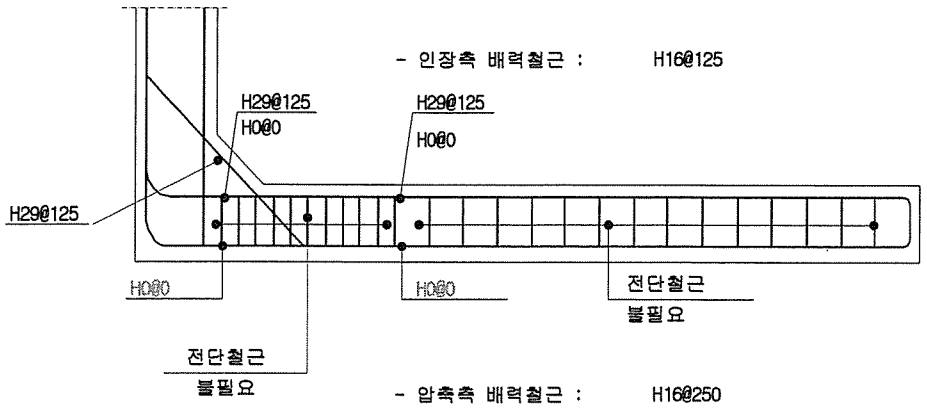
  sa = Min (332.6 , 487.1) = 332.6 mm

  s = 125 mm < sa = 332.6 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 : 125 mm , 압축측 : 250 mm
  * 인장측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 125) × 2 = 3178 ㎟
  * 압축측 배력철근량 : 198.6 × (600 ÷ 250) = 397 ㎟
- 배 력 철 근 량 : 3575 ㎟ > 1800 ㎟ = Amin == O.K ==
- 인장측 배력철근량 : 1800 ㎟ < 5139 ㎟ = 인장측 주철근량 == O.K ==

17.1.8 날개벽 주철근조립도



▶ 산운제5 옹벽 A-A

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 = 7.000 M
옹 벽 저 판 : B = 5.600 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) : 33.000 °
지지지반의 내부마찰각(Φ_2) : 40.000 °
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/㎡
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.000 °
뒷채움의 성토높이 : 0.850 m
옹벽전면의 토 피 고(Df) : 1.000 m

2.3 사용토압

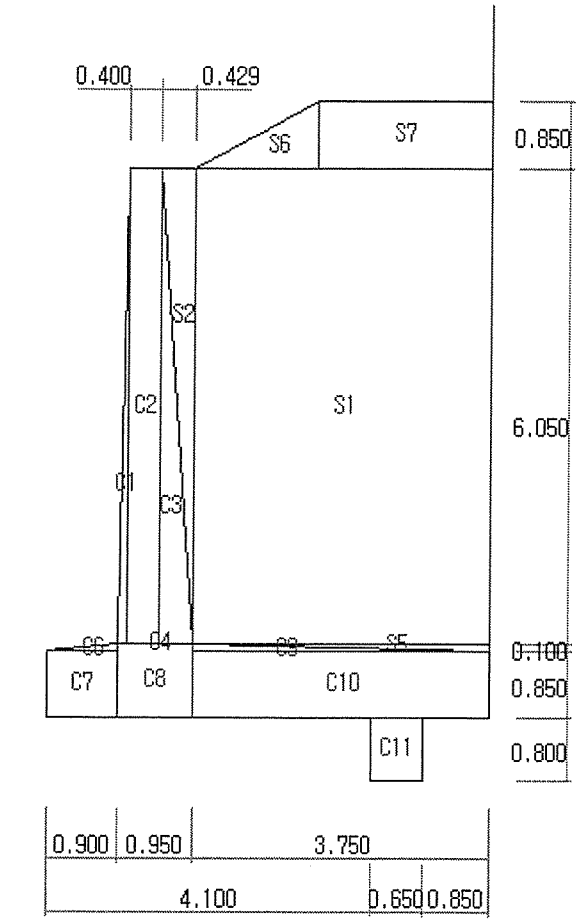
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : $q\ell$ = 35.00 KN/㎡
과재고정하중 : qd = 15.00 KN/㎡

2.5 검토단면



H = 7.000 M B = 5.600 M α = 29.000 °

< Fig.1 >

3. 안 정 계 산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	γ	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.366	24.5	8.97	0.077	0.69	0.981	2.967	8.79	2.05
C2	2.420	24.5	59.29	0.077	4.57	1.221	3.975	72.39	18.15
C3	1.298	24.5	31.79	0.077	2.45	1.564	2.967	49.73	7.263
C4	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.436	0.950	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.850	0.950	0.00	0.00
C6	0.045	24.5	1.10	0.077	0.08	0.600	0.883	0.66	0.07
C7	0.765	24.5	18.74	0.077	1.44	0.450	0.425	8.43	0.61
C8	0.903	24.5	22.11	0.077	1.70	1.375	0.475	30.40	0.81
C9	0.188	24.5	4.59	0.077	0.35	3.100	0.883	14.24	0.31
C10	3.188	24.5	78.09	0.077	6.01	3.725	0.425	290.90	2.56
C11	0.520	24.5	12.74	0.077	0.98	4.425	-0.400	56.37	-0.39
소계	9.691		237.44		18.28			531.93	31.43
S1	22.688	19.0	431.06	0.077	33.19	3.725	3.975	1605.71	131.94
S2	1.298	19.0	24.66	0.077	1.90	1.707	4.983	42.09	9.46
S3	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.850	0.950	0.00	0.00
S4	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	3.725	0.950	0.00	0.00
S5	0.188	19.0	3.56	0.077	0.27	4.350	0.917	15.50	0.25
S6	0.652	19.0	12.38	0.077	0.95	2.872	7.283	35.57	6.94
S7	1.884	19.0	35.80	0.077	2.76	4.492	7.425	160.79	20.47
소계	26.709		507.46		39.07			1859.65	169.06
총계			744.90		57.36			2391.58	200.49

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 33.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.000 °
뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 0.000 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 65.00 °일때..Ka = 0.4867
α= 64.50 °일때..Ka = 0.4883
α= 64.00 °일때..Ka = 0.4895
α= 63.50 °일때..Ka = 0.4906
α= 63.00 °일때..Ka = 0.4914
α= 62.50 °일때..Ka = 0.4920
α= 62.00 °일때..Ka = 0.4923

▷ α= 61.50 °일때..Ka = 0.4925 최대값

α= 61.00 °일때..Ka = 0.4923
α= 60.50 °일때..Ka = 0.4920
α= 60.00 °일때..Ka = 0.4914
α= 59.50 °일때..Ka = 0.4906
α= 59.00 °일때..Ka = 0.4895
α= 58.50 °일때..Ka = 0.4883
α= 58.00 °일때..Ka = 0.4867

∴ Ka = 0.492 (쐐기중량 W = 530.964 KN)
Kah = 0.492 ×cos 0.000 ° = 0.492
Kav = 0.492 ×sin 0.000 ° = 0.000

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.492 ×19.0 ×7.850²
= 288.290 KN.m

Pav = 1/2 ×Kav × γt ×H²
= 1/2 ×0.000 ×19.0 ×7.850²
= 0.000 KN/m

y = H / 3 = 7.850 / 3 = 2.617 m
χ = 5.600 m

Mo = Pah ×y = 288.290 ×2.617
= 754.358 KN.m

Mr = Pav × χ= 0.000 ×5.600
= 0.000 KN.m

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각(δ= β+ Θ) : 4.403 °
여기서... Θ= tan-1(kh/(1-kv)) : 4.403 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수

α= 60.50 ° 일때..Kae = 0.3914
α= 60.00 ° 일때..Kae = 0.3924
α= 59.50 ° 일때..Kae = 0.3931
α= 59.00 ° 일때..Kae = 0.3938
α= 58.50 ° 일때..Kae = 0.3943
α= 58.00 ° 일때..Kae = 0.3946
α= 57.50 ° 일때..Kae = 0.3948

▷ α= 57.00 ° 일때..Kae = 0.3948 최대값

α= 56.50 ° 일때..Kae = 0.3947
α= 56.00 ° 일때..Kae = 0.3944
α= 55.50 ° 일때..Kae = 0.3939
α= 55.00 ° 일때..Kae = 0.3933
α= 54.50 ° 일때..Kae = 0.3925
α= 54.00 ° 일때..Kae = 0.3916
α= 53.50 ° 일때..Kae = 0.3905

∴ Kae = 0.395 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 457.765 KN)
Kaeh = 0.395 ×cos 4.403 ° = 0.394
Kaev = 0.395 ×sin 4.403 ° = 0.030

$Paeh = 1/2 \times Kaeh \times \gamma t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.394 \times 19.0 \times 7.850^2$
$= 230.452$ KN/m

$Paev = 1/2 \times Kaev \times \gamma t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.030 \times 19.0 \times 7.850^2$
$= 17.745$ KN/m

$y = H / 2 = 7.850 / 2 = 3.925$ m
$\chi = 5.600$ m

$Mo = Paeh \times y = 230.452 \times 3.925$
$= 904.524$ KN.m

$Mr = Paev \times \chi = 17.745 \times 5.600$
$= 99.371$ KN.m

3) 과재하중

① 상시 과재하중

$q = 35.00 + 15.00 = 50.00$ KN/㎡

가상배면외의 과재하중은 흙쐐기중량에 고려하며, 가상배면내에 작용하는 과재하중에 의한 연직력을 계산한다.

$Pv = 110.828$ KN/m
$\chi = 4.492$ m
$Mr = Pv \times \chi = 497.808$ KN.m

② 지진시 과재하중(고정하중만 고려)

qd = 15.000 KN/㎡

Pve = 33.248 KN/m
χ = 4.492 m
Mre = Pve × χ = 149.343 KN.m

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	237.436	0.000	531.927	0.000
재하토사 자중	507.462	0.000	1859.652	0.000
토 압	0.000	288.290	0.000	754.358
과 재 하 중	110.828	0.000	497.808	0.000
Σ	855.725	288.290	2889.387	754.358

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	237.436	18.283	531.927	31.431
재하토사 자중	507.462	39.075	1859.652	169.061
토 압	17.745	230.452	99.371	904.524
과 재 하 중	33.248	0.000	149.343	0.000
Σ	795.891	287.809	2640.292	1105.016

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

ΣV = 855.725 KN
ΣMr = 2889.387 KN.m

$\sum Mo$ = 754.358 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 5.600 / 2 - (2889.387 - 754.358) / 855.725
= 0.305 m ≤ B/6 = 0.933 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.305 m ≤ B/6 = 0.933 m ∴ O.K

▷ 안전율 검토
S.F = $\sum Mr$ / $\sum Mo$ = 2889.387 / 754.358
= 3.830 ≥ 2.0 ∴ O.K

2) 지진시 안정검토

$\sum V$ = 795.891 KN
$\sum Mr$ = 2640.292 KN.m
$\sum Mo$ = 1105.016 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 5.600 / 2 - (2640.292 - 1105.016) / 795.891
= 0.871 m ≤ B/6 = 0.933 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.871 m ≤ B/3 = 1.867 m ∴ O.K

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 40.000 °
지지지반의 단위 중량 : 20.0 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 = 5.600 - 2 ×0.305 = 4.990m
Nc = 95.700 Nq = 81.300 Nr = 100.400

∴ qu = 6554.645 KN/㎡
∴ qa = 400.000 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$Q1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 202.745$ KN/㎡
$Q2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 102.871$ KN/㎡

q_max = 202.745 ≤ 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 $\alpha = 1.000$ $\beta = 0.500$
$Be = B - 2e = 5.600 - 2 \times 0.871 = 3.858$m
$Nc = 95.700$ $Nq = 81.300$ $Nr = 100.400$

∴ que = 5418.139 KN/㎡
∴ qae = 600.000 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$Q1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 274.754$ KN/㎡
$Q2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 9.492$ KN/㎡

q_max = 274.754 ≤ qae ∴O.K

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 ΦB = (2/3)Φ 이므로
마찰계수 μ = tan(ΦB) = 0.502
점 착 력 C = 0.0 KN/㎡

2) 상시 안정검토

∑V = 855.725 KN
∑H = 288.290 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad (\text{'96 콘.시 제17장})$$

= 0.000 + 529.161 + 227.127 + 87.572
= 843.860 KN

여기서 Kp = 4.599 (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
L = 0.800 m
Ae = 4.990 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 843.860 / 288.290
= 2.927 ≥ 1.5 ∴ O.K

3) 지진시 안정검토

∑V = 795.891 KN
∑H = 287.809 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 + 419.284 + 271.180 + 33.914
= 724.378 KN

여기서 Kp = 4.431 (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
L = 0.800 m
Ae = 3.858 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 724.378 / 287.809
= 2.517 ≥ 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+0.0L+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)

$\sum V$ = 1194.019 KN
$\sum Mr$ = 4074.905 KN.m
$\sum Mo$ = 1206.973 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 5.600 / 2 - (4074.905 - 1206.973) / 1194.019
= 0.398 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = $\sum V$ / (B · L) ×(1 + 6e / B) = 304.159 KN/㎡
Q2 = $\sum V$ / (B · L) ×(1 - 6e / B) = 122.276 KN/㎡

(2) LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)

$\sum V$ = 1369.161 KN
$\sum Mr$ = 4623.019 KN.m
$\sum Mo$ = 1206.973 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 5.600 / 2 - (4623.019 - 1206.973) / 1369.161
= 0.305 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = $\sum V$ / (B · L) ×(1 + 6e / B) = 324.392 KN/㎡
Q2 = $\sum V$ / (B · L) ×(1 - 6e / B) = 164.594 KN/㎡

(3) LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+0.0L+1.6H+0.0W)

$\sum V$ = 1050.497 KN
$\sum Mr$ = 3430.244 KN.m
$\sum Mo$ = 1206.973 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 5.600 / 2 - (3430.244 - 1206.973) / 1050.497
= 0.684 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = $\sum V$ / (B · L) ×(1 + 6e / B) = 324.984 KN/㎡
Q2 = $\sum V$ / (B · L) ×(1 - 6e / B) = 50.193 KN/㎡

(4) LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

$\sum V$ = 795.891 KN
$\sum Mr$ = 2640.292 KN.m
$\sum Mo$ = 1105.016 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 5.600 / 2 - (2640.292 - 1105.016) / 795.891
= 0.871 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = $\sum V$ / (B · L) ×(1 + 6e / B) = 274.754 KN/㎡
Q2 = $\sum V$ / (B · L) ×(1 - 6e / B) = 9.492 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	-26.791	260.589	233.799
	모멘트	-11.833	119.238	107.406
LCB2	전단력	-31.752	280.396	248.644
	모멘트	-14.024	127.912	113.888
LCB3	전단력	-26.791	272.613	245.822
	모멘트	-11.833	125.657	113.824
LCB4	전단력	-19.845	228.095	208.250
	모멘트	-8.765	105.520	96.755
LCB5	전단력	-19.845	175.247	155.402
	모멘트	-8.765	79.945	71.180

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
	전단력	128.827	651.787	188.408	-686.904	0.000	282.117

LCB1	모멘트	249.714	1247.905	497.720	-1145.215	0.000	850.124
	전단력	152.684	772.488	177.325	-817.867	0.000	284.630
LCB2	모멘트	295.958	1478.998	468.442	-1408.101	0.000	835.297
	전단력	128.827	651.787	44.885	-533.247	0.000	292.252
LCB3	모멘트	249.714	1247.905	118.575	-784.199	0.000	831.995
	전단력	95.428	482.805	33.248	-368.654	17.745	260.572
LCB4	모멘트	184.974	924.374	87.833	-483.065	66.543	780.658
	전단력	95.428	482.805	110.828	-511.167	0.000	177.894
LCB5	모멘트	184.974	924.374	292.777	-880.064	0.000	522.060

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

ⓐ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 33.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.000 °
흙과 콘크리트의 마찰각(δ): 11.000 °
옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 4.056 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 60.00 ° 일때..Ka = 0.5284
α= 59.50 ° 일때..Ka = 0.5306
α= 59.00 ° 일때..Ka = 0.5324
α= 58.50 ° 일때..Ka = 0.5340
α= 58.00 ° 일때..Ka = 0.5353
α= 57.50 ° 일때..Ka = 0.5362
α= 57.00 ° 일때..Ka = 0.5368

▷ α= 56.50 ° 일때..Ka = 0.5371 최대값

α= 56.00 ° 일때..Ka = 0.5371
α= 55.50 ° 일때..Ka = 0.5367
α= 55.00 ° 일때..Ka = 0.5360
α= 54.50 ° 일때..Ka = 0.5349
α= 54.00 ° 일때..Ka = 0.5335
α= 53.50 ° 일때..Ka = 0.5317
α= 53.00 ° 일때..Ka = 0.5296

∴ Ka = 0.537 (쐐기중량 W = 463.320 KN)
Kah = 0.537 ×cos 15.056 ° = 0.519
Kav = 0.537 ×sin 15.056 ° = 0.140

ⓑ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수

α= 60.00 ° 일때..Kae = 0.4876
α= 59.50 ° 일때..Kae = 0.4889
α= 59.00 ° 일때..Kae = 0.4900
α= 58.50 ° 일때..Kae = 0.4909
α= 58.00 ° 일때..Kae = 0.4916
α= 57.50 ° 일때..Kae = 0.4921
α= 57.00 ° 일때..Kae = 0.4924

▷ α= 56.50 ° 일때..Kae = 0.4925 최대값

α= 56.00 ° 일때..Kae = 0.4924
α= 55.50 ° 일때..Kae = 0.4921
α= 55.00 ° 일때..Kae = 0.4915
α= 54.50 ° 일때..Kae = 0.4908
α= 54.00 ° 일때..Kae = 0.4899
α= 53.50 ° 일때..Kae = 0.4887
α= 53.00 ° 일때..Kae = 0.4873

∴ Kae = 0.492 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 345.072 KN)
Kaeh = 0.492 ×cos 4.056 ° = 0.491
Kaev = 0.492 ×sin 4.056 ° = 0.035

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$Pah = 1/2 \times Kah \times \gamma t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.519 \times 19.0 \times 6.050^2 = 180.362$ KN/m

y = H / 3 = 6.050 / 3 = 2.017 m

Mo = Pah ×y = 180.362 ×2.017 = 363.730 KN.m

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$Pah = 1/2 \times Kah \times \gamma t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.519 \times 19.0 \times 3.025^2 = 45.090$ KN/m

y = H / 3 = 3.025 / 3 = 1.008 m

Mo = Pah ×y = 45.090 ×1.008 = 45.466 KN.m

ⓑ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$Pah = 1/2 \times Kaeh \times \gamma t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.491 \times 19.0 \times 6.050^2 = 170.824$ KN/m

y = H / 2 = 6.050 / 2 = 3.025 m

Mo = Pah ×y = 170.824 ×3.025 = 516.743 KN.m

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

Pah = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.491 ×19.0 ×3.025² = 42.706 KN/m

y = H / 2 = 3.025 / 2 = 1.513 m

Mo = Pah ×y = 42.706 ×1.513 = 64.593 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	0.366	24.5	8.968	0.077	0.691	2.017	1.393
C2	2.420	24.5	59.290	0.077	4.565	3.025	13.810
C3	1.298	24.5	31.794	0.077	2.448	2.017	4.937
합 계 (벽체 하부)			100.052		7.704		20.140
C1	0.092	24.5	2.242	0.077	0.173	1.008	0.174
C2	1.210	24.5	29.645	0.077	2.283	1.513	3.453
C3	0.324	24.5	7.949	0.077	0.612	1.008	0.617
합 계 (벽체 중앙부)			39.835		3.067		4.244

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	288.579	0.000	0.000	288.579
	모멘트	581.967	0.000	0.000	581.967
LCB2	전단력	288.579	0.000	0.000	288.579
	모멘트	581.967	0.000	0.000	581.967
LCB3	전단력	288.579	0.000	0.000	288.579
	모멘트	581.967	0.000	0.000	581.967
LCB4	전단력	170.824	0.000	7.704	178.528
	모멘트	516.743	0.000	20.140	536.883
LCB5	전단력	180.362	0.000	0.000	180.362
	모멘트	363.730	0.000	0.000	363.730

▷ 벽체 중간부 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	72.145	0.000	0.000	72.145
	모멘트	72.746	0.000	0.000	72.746
LCB2	전단력	72.145	0.000	0.000	72.145
	모멘트	72.746	0.000	0.000	72.746
LCB3	전단력	72.145	0.000	0.000	72.145
	모멘트	72.746	0.000	0.000	72.746
LCB4	전단력	42.706	0.000	3.067	45.773
	모멘트	64.593	0.000	4.244	68.837
LCB5	전단력	45.090	0.000	0.000	45.090
	모멘트	45.466	0.000	0.000	45.466

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 = 4.599 μ= 0.502 (상 시)
Kpe = 4.431 μ= 0.502 (지진시)

(단위 : KN, m)

구 분		활동저항력	마 찰 력	총 계
LCB1	전단력	724.285	52.374	776.659
	모멘트	289.714	20.950	310.664
LCB2	전단력	846.657	64.676	911.333
	모멘트	338.663	25.870	364.533
LCB3	전단력	599.258	35.207	634.465
	모멘트	239.703	14.083	253.786
LCB4	전단력	419.284	21.268	440.552
	모멘트	167.714	8.507	176.221
LCB5	전단력	529.161	40.422	569.583
	모멘트	211.664	16.169	227.833

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)	113.888	71.180	248.644
뒷 굽 판 (B-B)	581.967	363.730	292.252

벽 체 하 부 (C-C)	581.967	363.730	288.579
벽체 중앙부 (D-D)	72.746	45.466	72.145
활동 방지벽 (E-E)	364:533	227.833	911.333

(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 = 113.888 KN.m　　계수 전단력 Vu = 248.644 KN

단면의 두께 H = 950.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm

유 효 깊 이 D = 850.000 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) = 0.00093

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 12.461 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.16808 ≥ 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) = 227898800.000 N.mm

= 227.899 KN.m ≥ Mu = 113.888 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.858 mm로 가정

필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 373.469 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.858 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00044 ⇒ 4/3 Preq = 0.00059

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 659.549 KN

Φv · Vc = 659.549 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 71.180 KN.m (사용하중 모멘트)

n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7

p = As/(B · D) = 0.00093

k = -np + √((np)² + 2np) = 0.108　　j = 0.964

x = k · d = 91.826 mm

fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 1.892 MPa

fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 109.352 MPa

fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 109.352 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 490.15 mm

...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 490.15 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	= 581.967 KN.m	계수 전단력 Vu	= 292.252 KN
단면의 두께 H	= 950.000 mm	단 위 폭 B	= 1000.000 mm
유 효 깊 이 D	= 850.000 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) = 0.00364

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 48.577 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04088 ≥ 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) = 869401500.000 N.mm
= 869.401 KN.m ≥ Mu = 581.967 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 30.376 mm로 가정

필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 1936.454 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 30.376 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00228 ⇒ 4/3 Preq = 0.00304

철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 659.549 KN

Φv · Vc = 659.549 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 363.730 KN.m (사용하중 모멘트)

n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7

p = As/(B · D) = 0.00364

k = -np + √((np)² + 2np) = 0.202　　j = 0.933

x = k · d = 171.511 mm

fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 5.350 MPa

fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 148.145 MPa

fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 148.145 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 309.08 mm

...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 89.00 mm

최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 309.08 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	= 581.967 KN.m	계수 전단력 Vu	= 288.579 KN
단면의 두께 H	= 950.000 mm	단 위 폭 B	= 1000.000 mm
유 효 깊 이 D	= 850.000 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) = 0.00364
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 48.577 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04088 ≥ 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) = 869401400.000 N.mm
= 869.401 KN.m ≥ Mu = 581.967 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 30.376 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 1936.454 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 30.376 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00228 ⇒ 4/3 Preq = 0.00304
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 659.549 KN
Φv · Vc = 659.549 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 363.730 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00364
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.202　　j = 0.933
x = k · d = 171.511 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 5.350 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 148.145 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 148.145 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 309.08 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 89.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 309.08 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	= 72.746 KN.m	계수 전단력 Vu	= 72.145 KN
단면의 두께 H	= 675.000 mm	단 위 폭 B	= 1000.000 mm
유 효 깊 이 D	= 575.000 mm	피 복 두 께 Dc	= 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H22 @ 250 mm (Dc = 100 mm)

= 1548.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00269

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.289 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.05637 ≥ 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) = 296318800.000 N.mm

= 296.319 KN.m ≥ Mu = 72.746 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.539 mm로 가정

필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 353.130 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.539 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00061 ⇒ 4/3 Preq = 0.00082

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 446.166 KN

Φv · Vc = 446.166 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 45.466 KN.m (사용하중 모멘트)

n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7

p = As/(B · D) = 0.00269

k = -np + √((np)² + 2np) = 0.176　　j = 0.941

x = k · d = 101.331 mm

fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 1.658 MPa

fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 54.254 MPa

fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 54.254 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 1161.21 mm

...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 89.00 mm

최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 1161.21 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	= 364.533 KN.m	계수 전단력 Vu	= 911.333 KN
단면의 두께 H	= 650.000 mm	단 위 폭 B	= 1000.000 mm
유 효 깊 이 D	= 550.000 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) = 0.00417
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, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 414595300.000 N.mm
= 414.595 KN.m ≥ Mu = 364.533 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 29.680 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 1892.131 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 29.680 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00344 ⇒ 4/3 Preq = 0.00459
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 426.767 KN
Vu > Φv · Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Used Av = H19 ×2.00 ea/m = 573.000 ㎟ (간격 s = 200.0 mm)
Øv · Vs = Øv · Av · fy · D / (s ×1000) = 535.755 KN
s = 200.0 mm ≤ Min(600,0.5D) = 275.0 mm ..... ∴ O.K

Φv · Vn = Φv · Vc + Φv · Vs = 962.522 KN ≥ Vu ..... ∴ O.K

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 227.833 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00417
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.214　　j = 0.929
x = k · d = 117.769 mm

fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 7.576 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 194.625 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 194.625 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 178.37 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 90.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 178.37 mm ..... ∴ O.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H19
수평철근 간격 : 200 mm
사용 수평철근량 : 1432.500 ㎟
최소 수평철근비 = 0.25 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H19@200mm 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.302 % ≥ 0.25 % ∴O.K

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H19
수평철근 간격 : 200 mm
사용 수평철근량 : 1432.500 ㎟
최소 수평철근비 = 0.25 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H19@200mm 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.302 % ≥ 0.25 % ∴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	0.305	0.933	O.K	2.927	1.500	O.K	202.745	400.000	O.K
지진시	0.871	1.867	O.K	2.517	1.200	O.K	274.754	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(㎜)		
	Mu	ØMn	비고	Vu	ØVn	비고	S_st	Sa	비고
앞 굽 판	113.89	227.90	O.K	248.64	659.55	O.K	490.2	250.0	O.K
뒷 굽 판	581.97	869.40	O.K	292.25	659.55	O.K	309.1	125.0	O.K
벽체 하부	581.97	869.40	O.K	288.58	659.55	O.K	309.1	125.0	O.K
벽체 중앙	72.75	296.32	O.K	72.14	446.17	O.K	1161.2	250.0	O.K
활동방지벽	364.53	414.60	O.K	911.33	962.52	O.K	178.4	125.0	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 @ 250mm	100.0	794.400	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	H22 @ 125mm	100.0	3096.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
벽체 중앙	H22 @ 250mm	100.0	1548.400	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
활동방지벽	H19 @ 125mm	100.0	2292.000	H19 x 2.000Leg	200.0	573.000

B(함) 5.3 X 5.3 – 연계

- 5.3 x 5.3 x 1
- 토피 = 5.720m

1. 설 계 조 건
2. 단 면 가 정
3. 해석모델 및 단면제원
4. 강역설정
5. 하중산정
6. 하중재하도
8. INPUT DATA
9. OUPUT DATA
10. 단면력 요약
10. 단면력도
12. 단면검토
12. 우각부 검토
13. 배력철근 검토
15. 기초지지력 검토
16. 주철근 조립도

1. 설계 조건

1) 구조물명 : B (함) 연계

2) 구조형식 : 철근 콘크리트 구조

3) 설계하중 : KRL-2012 표준열차하중

4) 재료중량

- 철근 콘크리트(γ_c)	=	24.5	kN/m^3
- 무근 콘크리트(γ_{con})	=	23.0	kN/m^3
- 자갈 도상(γg)	=	19.0	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) : 66.00 ° 연 장 (L) : 41.00 m

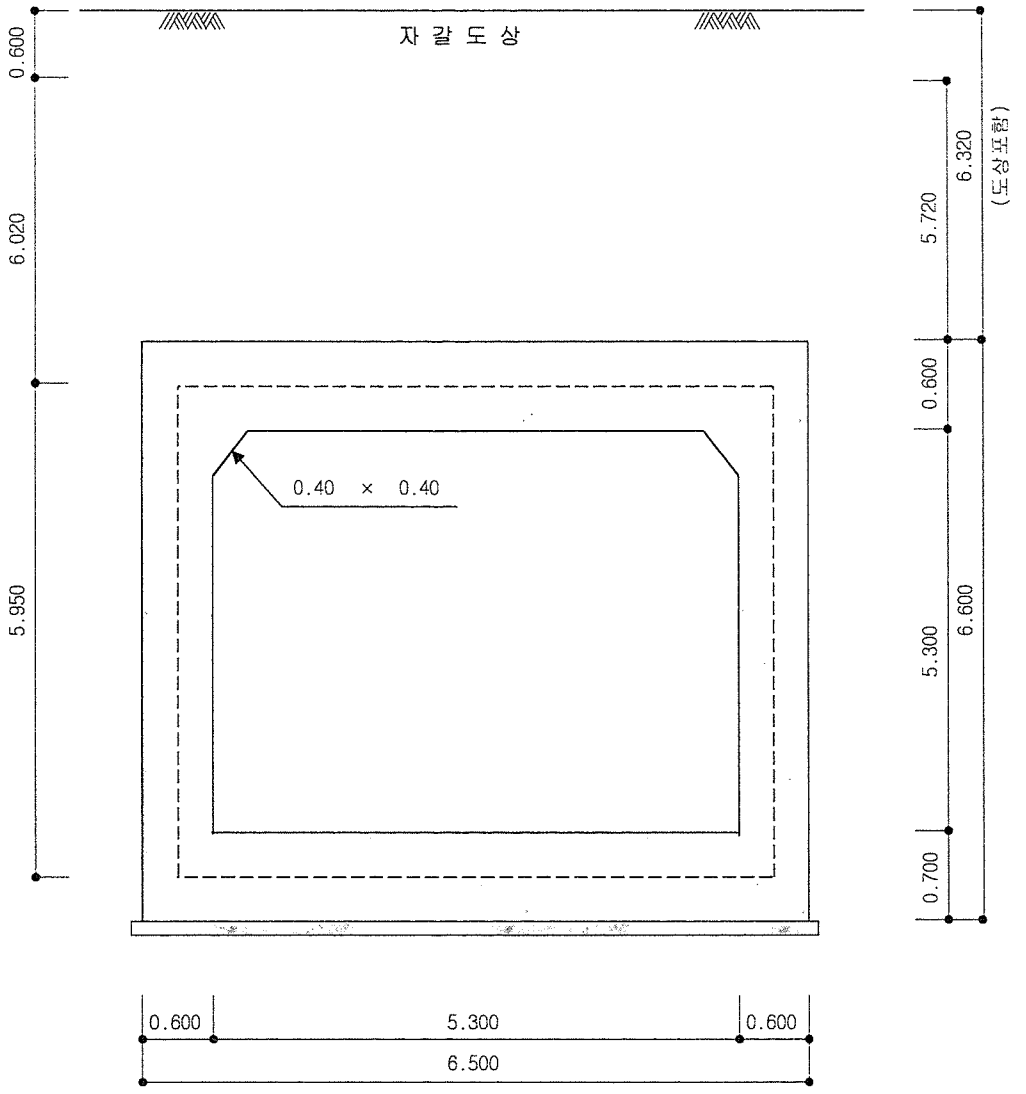
9) 설계방법

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

10) 참고문헌

- 철도설계기준(노반편), 국토해양부, 2011
- 철도설계기준(노반편) 개정(안), 2013
- 콘크리트 구조설계기준해설, 한국콘크리트 학회, 2012

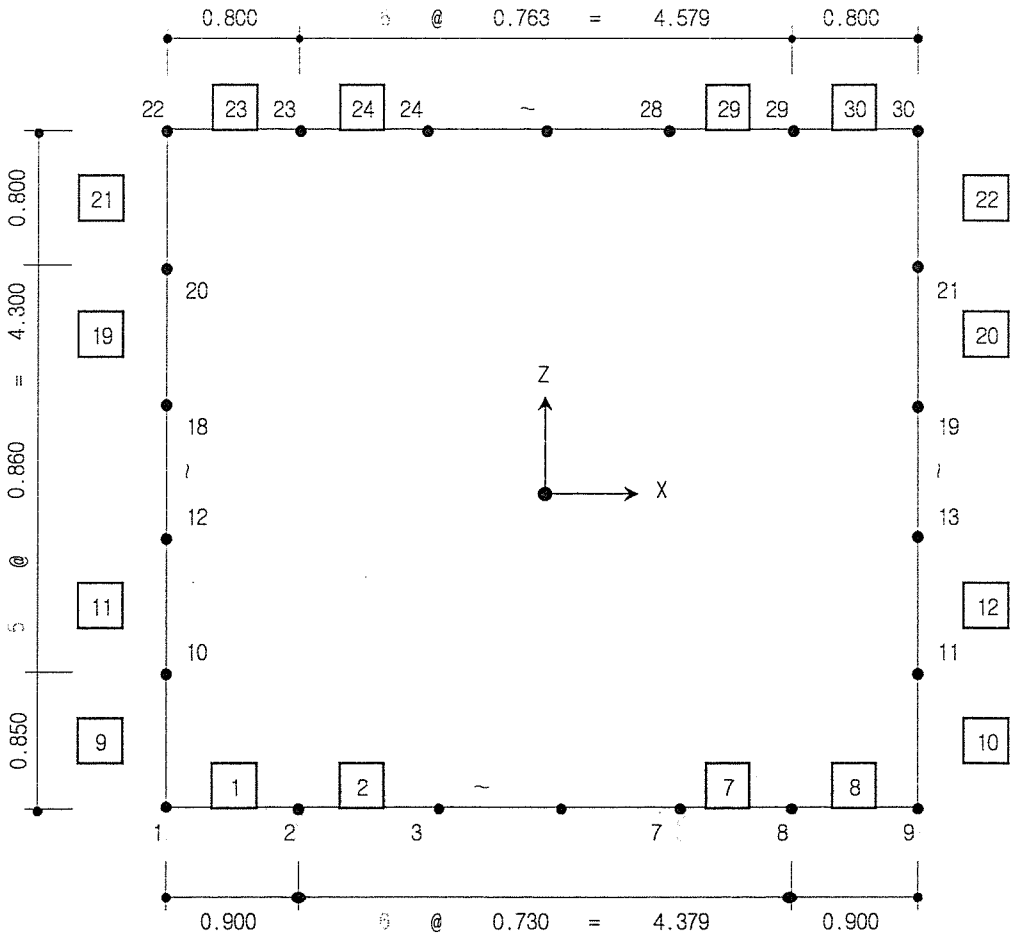
2. 단면 가정



※ 유효경간

Skew =	66.0	°					
Ln =	5.900	m					
Ls =	6.458	m					
Ls/B =	6.458	/	15.000	=	0.431	<	1.500
L =	6.179	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	6.179	0.000	1.710
2	0.900	0.000	0.600	14	0.000	0.000	2.570
3	1.660	0.000	0.000	15	6.179	0.000	2.570
4	2.360	0.000	0.000	16	0.000	0.000	3.430
5	3.090	0.000	0.000	17	6.179	0.000	3.430
6	3.819	0.000	0.000	18	0.000	0.000	4.290
7	4.549	0.000	0.000	19	6.179	0.000	4.290
8	5.279	0.000	0.000	20	0.000	0.000	5.150
9	6.179	0.000	0.000	21	6.179	0.000	5.150
10	0.000	0.000	0.850	22	0.000	0.000	5.950
11	6.179	0.000	0.850	23	0.800	0.000	5.950
12	0.000	0.000	1.710	24	1.560	0.000	5.950

Joint	좌 표			Joint	좌 표		
	X	Y	Z		X	Y	Z
25	2.328	0.000	5.950	28	4.615	0.000	5.950
26	3.190	0.000	5.950	29	5.379	0.000	5.950
27	3.953	0.000	5.950	30	6.179	0.000	5.950

2) 경계 조건

① 상시

joint	spring계수 (kN/m²)		joint	spring계수 (kN/m²)	
	z방향(수직)	x방향(수평)		z방향(수직)	x방향(수평)
1 , 9	10860		3 ~ 7	10568	
2 , 8	11800				

② 내진시

- 붕괴방지수준

joint	spring계수 (kN/m²)		joint	spring계수 (kN/m²)	
	x방향(수평)	z방향(수직)		x방향(수평)	z방향(수직)
1	32136	32404	17	26633	8878
2	8839	26516	18	26633	8878
3 ~ 7	7916	23747	19	26633	8878
8	8839	26516	20	25704	8568
9	32136	32404	21	25704	8568
10	26478	8826	22	29270	30003
11	40046	13349	23	8477	25431
12	26633	8878	24~28	8277	24832
13	26633	8878	29	8477	25431
14	26633	8878	30	29270	30003
15	26633	8878			
16	26633	8878			

3) 단면제원

Element	두께	폭	비 고
23 ~ 30	0.600	1.000	상부슬래브
1 ~ 6	0.700	1.000	하부슬래브
3 ~ 22	0.600	1.000	벽 체

4. 강역설정

(1) 강역설정기준(콘크리트구조설계기준 2012)

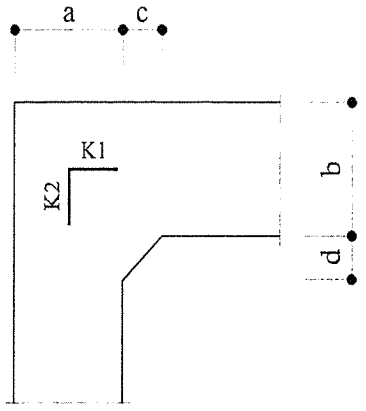
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

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

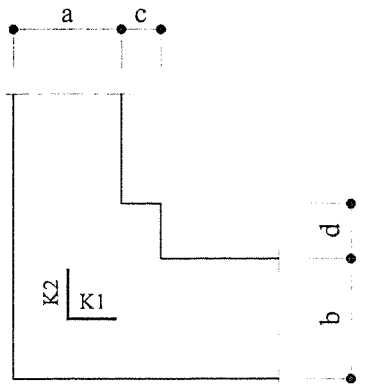
(2) 강역설정

- 절점 22 , 30



a =	600	mm	c =	400	mm
b =	600	mm	d =	400	mm
K1 =	400	mm	K2 =	400	mm

- 절점 1 , 9

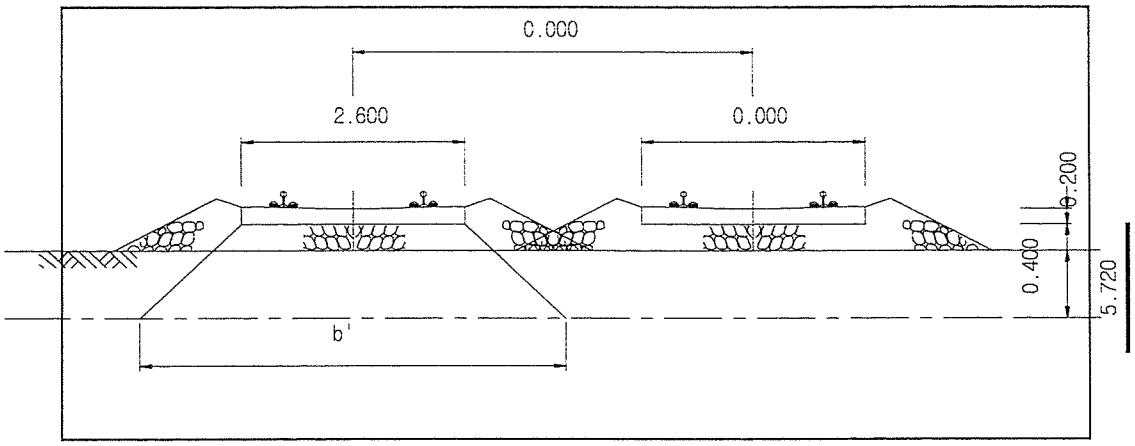


a =	600	mm	c =	0	mm
b =	700	mm	d =	0	mm
K1 =	125	mm	K2 =	200	mm

5. 하중산정

5.1 상시

1) 고정하중(지하수 無)



① 하중 분포폭 산정 (b')

He ≥ 0.5 m : c + b + (d + He)

여기서, h : 시공기면에서의 토피고(m : 5.720 m

c : 복선선로 중심간격(m) : 0.000 m

d : 침목하면의 도상두께(m) : 0.400 m

b : 침목길이(m) : 2.600 m

t : 침목두께(m) : 0.200 m

∴ b' = 0.000 + 2.600 + (0.400 + 5.720) = 8.72 m

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

③ 궤도 중량

- 레일 : 레일당 1.5kN/m를 적용

q_1 = 2 × 1.500 / 8.720 = 0.344 kN/㎡

- 침목 : 고속철도용 5.0kN/m

q_2 = 5.000 × 1 / 8.720 = 0.573 kN/㎡

= 0.917 kN/㎡

④ 도상 (q_2)

자갈 = 0.600 × 19.000 × 1.3 (보선작업 고려 30% 할증) = 14.820 kN/㎡

⑤ 복토하중 (q_3) = 20.000 × 5.720 = 114.400 kN/㎡

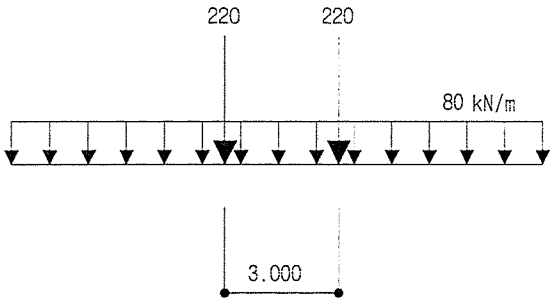
∴ 상부구조 작용하중 $q_1 + q_2 + q_3$ = 0.917 + 14.820 + 114.400 = 130.137 kN/㎡

∴ 하부구조 작용하중 c(콘크리트포장)

0.000 × 23.000 = 0.000 kN/㎡

2) 활하중

KRL-2012 표준열차하중 적용



① 활하중 산정

$$W_{L1} = \frac{P}{a \times b'} = \frac{220}{3.000 \times 8.720} = 8.410 \quad kN/m^2$$

$$W_{L2} = \frac{w}{b'} = \frac{80}{8.720} = 9.174 \quad kN/m^2$$

$$\therefore W_L = 17.584 \quad kN/m^2$$

② 충격계수

1) 단선 (i_0) (철도설계기준 노반편(2011) 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.

* 복선을 지지하는 부재의 충격은 두궤도의 전 충격으로 한다.

지 간 L (m) = 6.179 m

따라서 i_0 = 0.468 (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 = 6.320 m i = 0.000

W_L = 17.584 × (1 + 0.000) = 17.584 kN/m^2

③ 활하중에 의한 측압 (충격비고려)

W_{LH} = 17.584 × 0.4 = 7.034 kN/m^2

3) 토 압

- 지하수가 없는 경우 작용 토압

q_1 = 0.426 × (15.737 + 20.000 × 6.020) = 57.994 kN/㎡

q_2 = 57.994 + 0.426 × (20.000 × 0.800) = 64.810 kN/㎡

q_3 = 64.810 + 0.426 × (20.000 × 0.860) = 72.137 kN/㎡

q_4 = 72.137 + 0.426 × (20.000 × 0.860) = 79.464 kN/㎡

q_5 = 79.464 + 0.426 × (20.000 × 0.860) = 86.791 kN/㎡

q_6 = 86.791 + 0.426 × (20.000 × 0.860) = 94.118 kN/㎡

q_7 = 94.118 + 0.426 × (20.000 × 0.860) = 101.445 kN/㎡

q_8 = 101.445 + 0.426 × (20.000 × 0.850) = 108.687 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

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

건조수축에 의한 온도하중은 시공중 발생하는 하중으로 단면이 모두 구속되있을 때 발생한다.

따라서, 고려되는 부분은 상부 슬래브타설시이므로 하중은 상부슬래브에만 재하시킨다.

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 6.32 m 이므로 장대레일 하중을 무시한다.

H_r = 0.000 × 2 / 8.720 = 0.000 kN/㎡

7) 상시 지반반력 계수

지지 지반 N치 = 15

Eo = 2800 × N = 2800 × 15 = 42000

Kvo = 1 / 0.3 x α x Eo = 1 / 0.3 × 1 x 42000 = 140000

Bv = √ Av = √ (6.179 × 6.179) = 6.179

Kv = Kvo (Bv/0.3)^-3/4 = 14480 kN/m³

14480 × (0.600 / 2 + 0.900 / 2) = 10860 kN/m² - 저판 단부 스프링

14480 × (0.900 / 2 + 0.730 / 2) = 11800 kN/m² - 저판 전단검토위치

14480 × (0.730 / 2 + 0.730 / 2) = 10568 kN/m² - 저판 중앙부 스프링

5.2 지진시

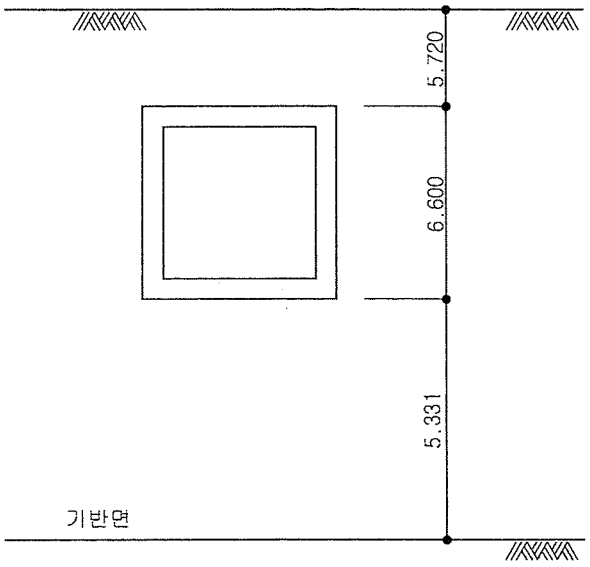
지진시 설계는 도시철도 내진설계기준 (국토해양부,2009)을 참고로하여 응답변위법으로 설계하였다.

5.2.1 붕괴방지수준

1) 개요

설계수준 : 붕괴방지수준 , 지진구역 : I , 지반종류 : Sd

2) 지반고유특성치 산정



γ = 20 kN/m³

φ = 35 °

기반면의 심도 = 17.651 m

Hi	N치	초기전단탄성파	기능수행수준	붕괴방지수준	TG'(4Hi/Vsi)	T_S ($1.25T_G'$)	비 고
		Vo(m/sec)	V_{si}(m/sec)	V_{si}(m/sec)			
6.020	15	197.297	157.8	98.6	0.2441	0.3051	
0.800	15	197.297	157.8	98.6	0.0324	0.0405	
0.860	15	197.297	157.8	98.6	0.0349	0.0436	
0.860	15	197.297	157.8	98.6	0.0349	0.0436	
0.860	15	197.297	157.8	98.6	0.0349	0.0436	
0.860	15	197.297	157.8	98.6	0.0349	0.0436	
0.860	15	197.297	157.8	98.6	0.0349	0.0436	
0.850	15	197.297	157.8	98.6	0.0345	0.0431	
5.681	50	294.723	235.8	147.4	0.1542	0.1928	

※ 전단파속도의 구체적인 실험치가 없는 경우 다음과 같이 구한다.

점성토의 경우 $Vsi = 100\ Ni^{1/3}$ ($1 \le Ni \le 25$)

사질토의 경우 $Vsi = 80\ Ni^{1/3}$ ($1 \le Ni \le 50$)

$T_G' = \sum (4\ Hi / Vsi) =$ 0.640 sec

$T_G = 1.25\ T_G' =$ 0.800 sec

3) 진도결정

① 지진계수 Ca = 0.16

Cv = 0.23

지진계수 Ca,Cv값 (지하공동구 내진설계지침, 건설교통부, 2004)

지반종류	지진계수 Ca		지진계수 Cv	
	지진구역 I	지진구역 II	지진구역 I	지진구역 II
Sa	0.09	0.05	0.09	0.05
Sb	0.11	0.07	0.11	0.07
Sc	0.13	0.08	0.18	0.11
Sd	0.16	0.11	0.23	0.16
Se	0.22	0.17	0.37	0.23

② 지진구역계수 (지진구역 I) I = 0.11

③ 위험도계수 (내진성능등급 1 등급)

- 기능수행수준 (재현주기 100 년) 위험도계수 I = 0.57
- 붕괴방지수준 (재현주기 1000 년) 위험도계수 I = 1.40

④ 수평지진계수(Kh)

- 기반면의 설계수평지진계수(Kh')

  기능수행수준 $Kh' = 0.11 \times I = 0.063$

  붕괴방지수준 $Kh' = 0.11 \times I = 0.154$

- 지표면의 설계수평지진계수(Kh)

  기능수행수준 $Kh = Ca \times I = 0.091$

  붕괴방지수준 $Kh = Ca \times I = 0.224$

⑤ 수직진도(Kv)

; 지중구조물에서는 지진의 수직운동에 의한 영향이 상대적으로 적으므로 수직진도 고려하지 않음.

4) 지반의 변위진폭 산정

① 응답스펙트럼 산정

S_V(기반면에서의 속도응답 스펙트럼) = $T_G/(2\pi) \cdot S_A$

$T_S = Cv/(2.5 \cdot Ca) = 0.575$ sec

$T_0 = 0.2 \times T_S = 0.115$ sec

- 기능수행수준의 응답스펙트럼 가속도 (재현기간 100년)

$0 \le T_G < T_0$: $S_A = \left[C_a + \left(\frac{2.5C_a - C_a}{T_0} T_G\right)\right] \cdot g \cdot I \cdot C_D = 6.821$

$T_0 \le T_G < T_S$: $S_A = 2.5 \cdot Ca \cdot g \cdot I \cdot C_D = 1.492$

$T_G \ge T_S$: $S_A = Cv/T_G \cdot g \cdot I \cdot C_D = 0.858 / T_G$

=> $S_A = 1.073$ m/sec^2, $S_V = 0.137$ m/sec

- 붕괴방지수준의 응답스펙트럼(재현기간 1000년)

$0 \le T_G < T_0$: $S_A = \left[C_a + \left(\frac{2.5C_a - C_a}{T_0} T_G\right)\right] \cdot g \cdot I \cdot C_D = 16.753$

$T_0 \le T_G < T_S$: $S_A = 2.5 \cdot Ca \cdot g \cdot I \cdot C_D = 3.664$

$T_G \ge T_S$: $S_A = Cv/T_G \cdot g \cdot I \cdot C_D = 1.466 \ / \ T_G$

=> S_A = 1.833 m/sec^2 , S_V = 0.233 m/sec

② 감쇠율에 대한 보정계수

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
C_D	0.800	0.667

③ 지진시 깊이별 지반변위(m)

U(z) = ag · cos(π · z / 2H), 여기서 ag = 0.2 · T · Sv · Kh

기반면의 깊이(H) = 17.651 m

깊이	지반변위(m)		상대변위(m)		비 고
(z)	기능수행수준	붕괴방지수준	기능수행수준	붕괴방지수준	
0.000	0.0080	0.0197	-	-	지표면
6.020	0.0069	0.0169	0.0030	0.0074	구체상판
6.820	0.0066	0.0162	0.0027	0.0066	
7.680	0.0062	0.0153	0.0023	0.0057	
8.540	0.0058	0.0143	0.0019	0.0047	
9.400	0.0054	0.0132	0.0015	0.0037	
10.260	0.0049	0.0120	0.0010	0.0025	
11.120	0.0044	0.0108	0.0005	0.0013	
11.970	0.0039	0.0095	0.0000	0.0000	구체저판
17.651	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	기반면

5) 지반반력계수 산정

(가) 상부슬래브 지반반력 계수

① 연직 지반반력계수

$Bv = \sqrt{Av} = \sqrt{(\ 6.179 \times 6.179\ )} = 6.179$

$E_D = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$$Kvo = \alpha \left[\frac{E_D}{0.3}\right] = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kv = 314586 \left[\frac{6.179}{0.3}\right]^{-0.75} = 32538 \quad kN/m^3$$

K1 = 32538 × 0.700 = 22777 kN/m^2 --- 상판 단부 스프링

K2 = 32538 × 0.782 = 25431 kN/m^3 --- 상판 전단검토위치 스프링

K3 = 32538 × 0.763 = 24832 kN/m^2 --- 상판 중앙부 스프링

② 전단 지반반력계수

$$Kvs = \lambda Kv = \frac{1}{3.0} \times 32538 = 10846 \quad kN/m^3$$

K1 = 10846 × 0.700 = 7592 kN/m^2 --- 상판 단부 전단스프링

K2 = 10846 × 0.782 = 8477 kN/m^3 --- 상판 전단검토위치 전단스프링

K2 = 10846 × 0.763 = 8277 kN/m^2 --- 상판 중앙부 전단스프링

(나) 하부슬래브 지반반력 계수

① 연직 지반반력계수

$$Kv = Kvo \left[\frac{Bv}{0.3}\right]^{-0.75}$$

$E_D = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$$Kvo = \alpha \left[\frac{E_D}{0.3}\right] = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kv = 314586 \left[\frac{6.179}{0.3}\right]^{-0.75} = 32538 \quad kN/m^3$$

K1 = 32538 × 0.750 = 24404 kN/m^2 --- 저판 단부 스프링

K2 = 32538 × 0.815 = 26516 kN/m^3 --- 저판 전단검토위치 스프링

K3 = 32538 × 0.730 = 23747 kN/m^2 --- 저판 중앙부 스프링

② 전단 지반반력계수

$$Kvs = \lambda Kv = \frac{1}{3.0} \times 32538 = 10846 \quad kN/m^3$$

K1 = 10846 × 0.750 = 8135 kN/m^2 --- 저판 단부 전단스프링

K2 = 10846 × 0.815 = 8839 kN/m^3 --- 저판 전단걸토위치 전단스프링

K3 = 10846 × 0.730 = 7916 kN/m^2 --- 저판 중앙부 전단스프링

(다) 측벽 지반반력계수

① 수평 지반반력계수

$$Kh = Kho \left(\frac{Bh}{0.3} \right)^{-0.75}$$

$$Bh = \sqrt{Ah} = \sqrt{(6.600 \times 6.600)} = 6.600$$

$E_{D1} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D2} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D3} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D4} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D5} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D7} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$E_{D8} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$

$$Kho_1 = \alpha \left(\frac{E_{D1}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_2 = \alpha \left(\frac{E_{D2}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_3 = \alpha \left(\frac{E_{D3}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_4 = \alpha \left(\frac{E_{D4}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_5 = \alpha \left(\frac{E_{D5}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_7 = \alpha \left(\frac{E_{D7}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kho_8 = \alpha \left(\frac{E_{D6}}{0.3} \right) = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$Kh_1 = 314586 \left(\frac{6.600}{0.3} \right)^{-0.75} = 30969 \quad kN/m^3$$

$$Kh_2 = 314586 \left(\frac{6.600}{0.3} \right)^{-0.75} = 30969 \quad kN/m^3$$

$$Kh_3 = 314586 \left(\frac{6.600}{0.3} \right)^{-0.75} = 30969 \quad kN/m^3$$

$$Kh_4 = 314586 \left(\frac{6.600}{0.3} \right)^{-0.75} = 30969 \quad kN/m^3$$

$$Kh_5 = 314586 \left(\frac{6.600}{0.3} \right)^{-0.75} = 30969 \quad kN/m^3$$

$$Kh_7 = 314586 \left(\frac{6.600}{0.3} \right)^{-0.75} = 30969 \quad kN/m^3$$

$$Kh_6 = 314586 \left(\frac{6.600}{0.3} \right)^{-0.75} = 30969 \quad kN/m^3$$

$Kh_1 = 30969 \times 0.700 = 21678 \quad kN/m^2$ --- 측벽 상단부 스프링

$Kh_2 = 30969 \times 0.830 = 25704 \quad kN/m^2$ --- 측벽 전단검토위치 스프링

$Kh_3 = 30969 \times 0.860 = 26633 \quad kN/m^2$ --- 측벽 중앙부 스프링

$Kh_4 = 30969 \times 0.860 = 26633 \quad kN/m^2$ --- 측벽 중앙부 스프링

$Kh_5 = 30969 \times 0.860 = 26633 \quad kN/m^2$ --- 측벽 중앙부 스프링

$Kh_6 = 30969 \times 0.860 = 26633 \quad kN/m^2$ --- 측벽 중앙부 스프링

$Kh_8 = 30969 \times 0.855 = 26478 \quad kN/m^4$ --- 측벽 전단검토위치 스프링

$Kh_9 = 30969 \times 0.775 = 24001 \quad kN/m^2$ --- 측벽 하단부 스프링

② 전단 지반반력계수

$$Khs_1 = \lambda Kh_1 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad kN/m^3$$

$$Khs_2 = \lambda Kh_2 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad kN/m^3$$

$$Khs_3 = \lambda Kh_3 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad kN/m^3$$

$$Khs_4 = \lambda Kh_4 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad kN/m^3$$

$$Khs_5 = \lambda Kh_5 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad kN/m^3$$

$$Khs_7 = \lambda Kh_7 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad kN/m^3$$

$$Khs_8 = \lambda Kh_8 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad kN/m^3$$

Khs_1 = 10323 × 0.700 = 7226 kN/m^2 - - - 측벽 상단부 전단스프링

Khs_2 = 10323 × 0.830 = 8568 kN/m^2 - - - 측벽 중앙부 전단스프링

Khs_3 = 10323 × 0.860 = 8878 kN/m^2 - - - 측벽 중앙부 전단스프링

Khs_4 = 10323 × 0.860 = 8878 kN/m^2 - - - 측벽 중앙부 전단스프링

Khs_5 = 10323 × 0.860 = 8878 kN/m^2 - - - 측벽 중앙부 전단스프링

Khs_6 = 10323 × 0.860 = 8878 kN/m^2 - - - 측벽 중앙부 전단스프링

Khs_8 = 10323 × 0.855 = 8826 kN/m^4 - - - 측벽 중앙부 전단스프링

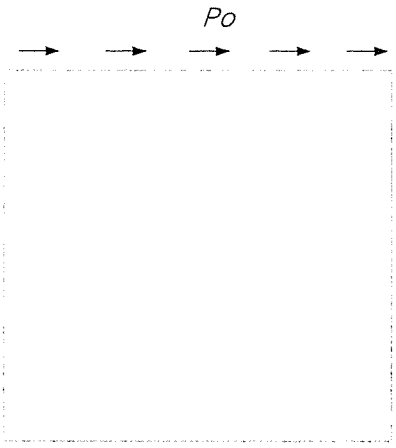
Khs_7 = 10323 × 0.775 = 8000 kN/m^2 - - - 측벽 하단부 전단스프링

6) 지진시 작용하중의 산정

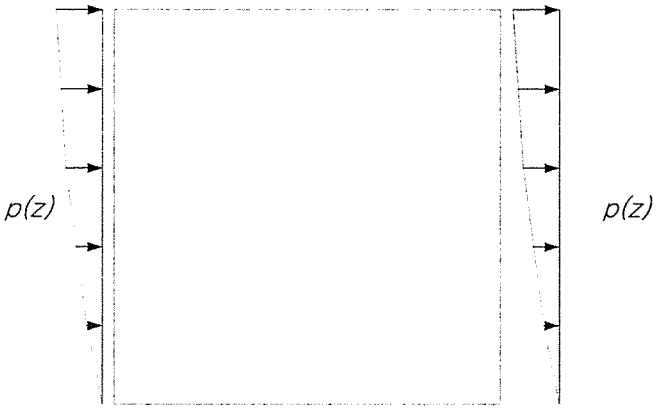
; 지진설계수준이 붕괴방지수준이므로 지진력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

① 상판 지진토압

$Po = K_{VS.TOP}(u(Z_U) - u(z_B)) =$ 10846 × 0.007400 = 80.260 kN/㎡

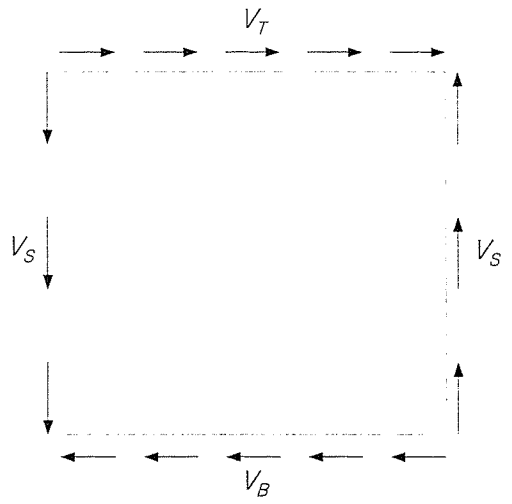


② 측벽지진토압



측벽지진토압	z = 6.020	$p(z_1) = K_H \cdot \{u(z_1)-u(z_B)\}$	=	229.171	kN/㎡
	z = 6.820	$p(z_2) = K_H \cdot \{u(z_2)-u(z_B)\}$	=	205.696	kN/㎡
	z = 7.680	$p(z_3) = K_H \cdot \{u(z_3)-u(z_B)\}$	=	177.607	kN/㎡
	z = 8.540	$p(z_4) = K_H \cdot \{u(z_4)-u(z_B)\}$	=	146.762	kN/㎡
	z = 9.400	$p(z_5) = K_H \cdot \{u(z_5)-u(z_B)\}$	=	113.347	kN/㎡
	z = ##	$p(z_6) = K_H \cdot \{u(z_6)-u(z_B)\}$	=	77.515	kN/㎡
	z = ##	$p(z_7) = K_H \cdot \{u(z_7)-u(z_B)\}$	=	39.516	kN/㎡
	z = ##	$p(z_7) = K_H \cdot \{u(z_9)-u(z_B)\}$	=	0.000	kN/㎡

③ 주면전단력



V_T = $G_{D,TOP}/(\pi H) \cdot S_V \cdot T_G \cdot \sin(\pi z_U/2H)$ = 34.074 kN/m²

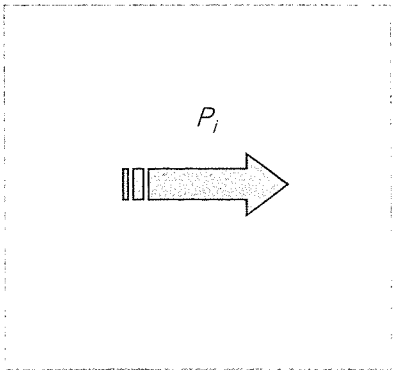
$G_{D,TOP} = \frac{\gamma_t}{g} \times V_{SD}^2 = \frac{20.0}{9.81} \times 98.6^2$ = 19840 kN/m²

V_B = $G_{D,BOTTOM}/(\pi H) \cdot S_V \cdot T_G \cdot \sin(\pi z_B/2H)$ = 59.379 kN/m²

$G_{D,BOTTOM} = \frac{\gamma_t}{g} \times V_{SD}^2 = \frac{20.0}{9.81} \times 98.6^2$ = 19840 kN/m²

V_S = $(V_T + V_B)/2$ = 46.727 kN/m²

④ 구체 관성력(부재의 단위폭/길이당 관성력)



$P_i = W \cdot K_{hav}$ 여기서, $K_{hav} = K_h' + (K_h - K_h') \cdot \frac{H_w}{H}$

구체상판의 설계수평지진계수(Khu) = 0.154 + (0.224 - 0.154) × $\frac{6.02}{17.651}$ = 0.178

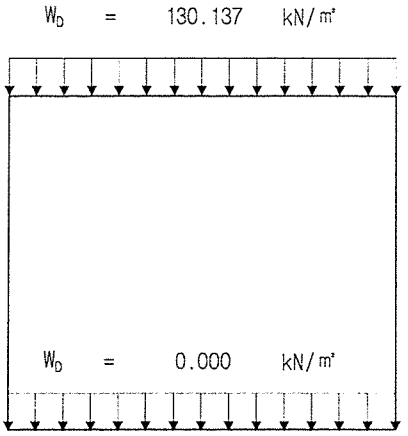
구체저판의 설계수평지진계수(Khb) = 0.154 + (0.224 - 0.154) × $\frac{11.97}{17.651}$ = 0.201

측벽의 설계수평지진계수(Kh) = $\frac{Khu + Khb}{2} = \frac{0.178 + 0.201}{2}$ = 0.19

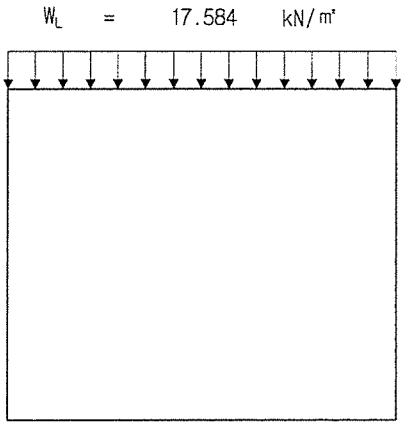
6. 하중재하도

(1) 상시

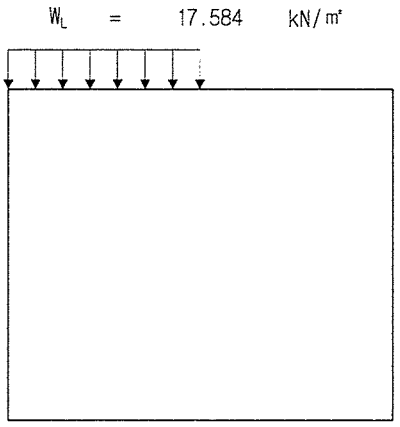
① 고정하중



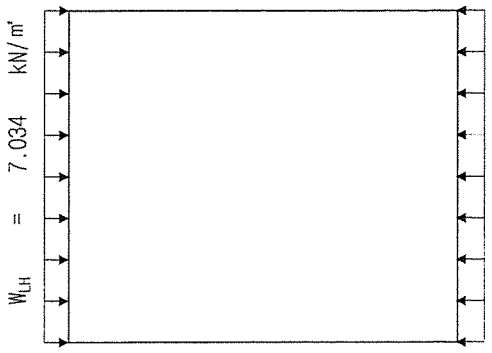
② 활하중(만재하)



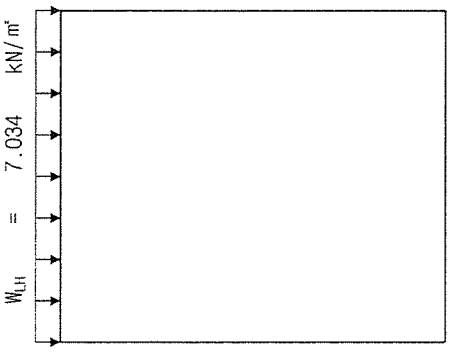
③ 활하중(편재하)



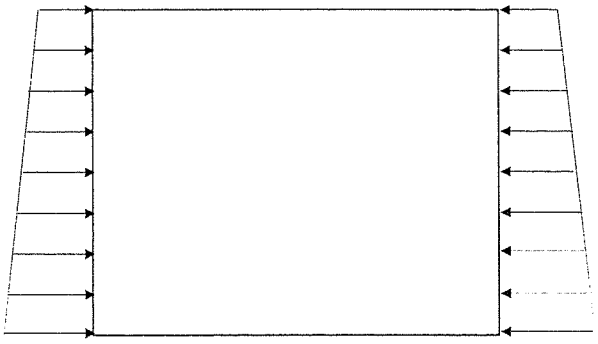
④ 활하중에 의한 수평토압(만재하)



⑤ 활하중에 의한 수평토압(편재하)



⑥ 수평토압(지하수 없는 경우)



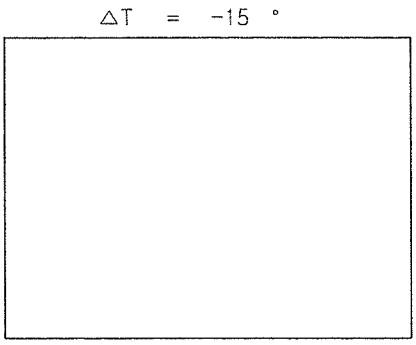
q_1 = 57.994 kN/m²

q_7 = 108.687 kN/m²

⑦ 온도하중

$\triangle T$ = 0 °

⑧ 건조수축

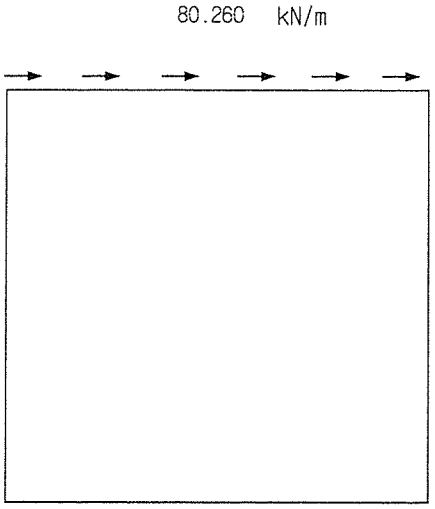


⑨ 장대레일 종하중

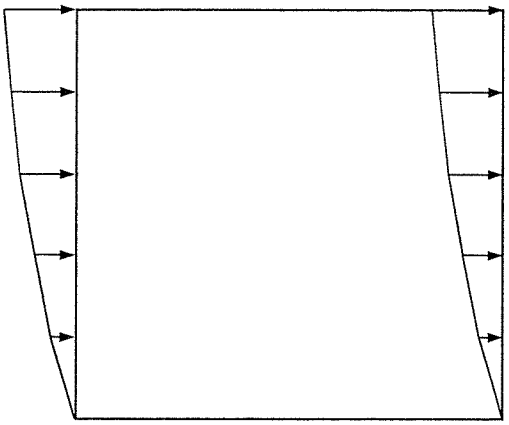
Hr = 0.000 kN/m²

(2) 지진시

① 상판 지진토압



② 측면토압



P(z1) = 229.171 kN/m

z1 = 6.020 m

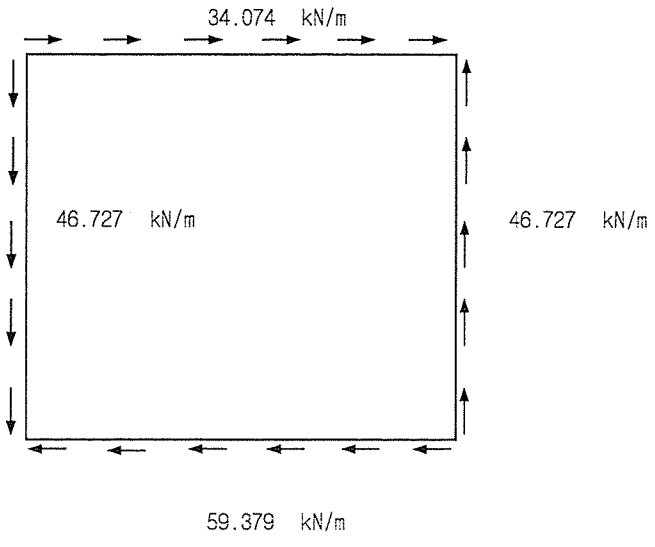
P(z4) = 146.762 kN/m

z1 = 8.540 m

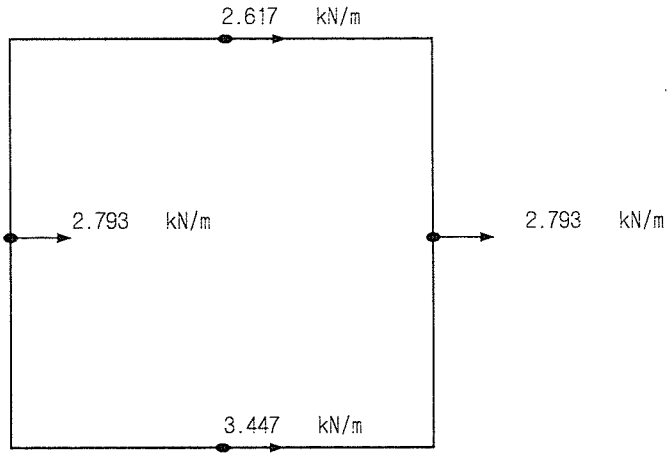
P(z7) = 0.000 kN/m

z1 = 11.970 m

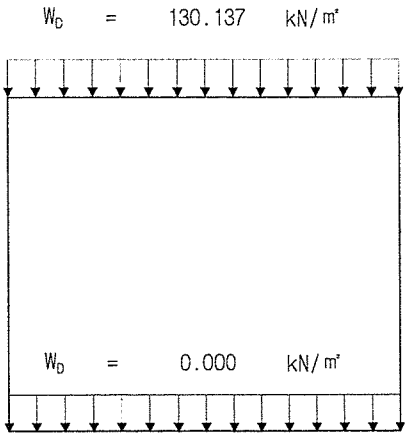
③ 주면전단력



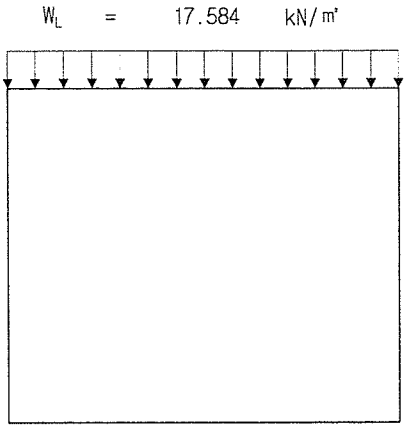
④ 구체 관성력



⑤ 고정하중



⑥ 활하중(만재하)



7. 하중계수 및 하중조합

7.1 상시

1) 극한하중 검토시

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

2) 사용하중 검토시

구분	고정하중	활하중		활하중 측압		수평토압	온도하중		건조수축	장대레일	비고
				양측재하	편측재하	지하수無					
		전경간	1/2	수평	수평	수평	온도상승	온도하강			
	LC1	LC2	LC3	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	
17	1.0	1.0		1.0		1.0					
18	1.0	1.0		0.5		0.5					
19	1.0		1.0		1.0	1.0					
20	1.0		1.0		0.5	0.5					
21	1.0	1.0		1.0		1.0	1.0			1.0	
22	1.0	1.0		0.5		0.5	1.0			1.0	
23	1.0	1.0		1.0		1.0		1.0	1.0	1.0	
24	1.0	1.0		0.5		0.5		1.0	1.0	1.0	
25	1.0		1.0		1.0	1.0	1.0			1.0	
26	1.0		1.0		0.5	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		0.5	0.5		1.0	1.0	1.0	
29	1.0					1.0					

7.2 지진시

구분	고정 하중	활하중		활하중 측압		수평토압	온도 하중		건조 수축	장대 레일	지진하중
				양측재하	편측재하	지하수無					
		전경간	1/2	수평	수평	수평	온도상승	온도하강			
	LC1	LC2	LC3	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13
1	1.0	1.0									1.0

8. INPUT DATA

8.1 상시

```
SYSTEM
  DOF=UX,UZ,RY  LENGTH=m  FORCE=kN  PAGE=SECTIONS

JOINT
  1  X=0  Y=0  Z=0
  2  X=0.9  Y=0  Z=0
  3  X=1.63  Y=0  Z=0
  4  X=2.36  Y=0  Z=0
  5  X=3.09  Y=0  Z=0
  6  X=3.819  Y=0  Z=0
  7  X=4.549  Y=0  Z=0
  8  X=5.279  Y=0  Z=0
  9  X=6.179  Y=0  Z=0
  10  X=0  Y=0  Z=0.85
  11  X=6.179  Y=0  Z=0.85
  12  X=0  Y=0  Z=1.71
  13  X=6.179  Y=0  Z=1.71
  14  X=0  Y=0  Z=2.57
  15  X=6.179  Y=0  Z=2.57
  16  X=0  Y=0  Z=3.43
  17  X=6.179  Y=0  Z=3.43
  18  X=0  Y=0  Z=4.29
  19  X=6.179  Y=0  Z=4.29
  20  X=0  Y=0  Z=5.15
  21  X=6.179  Y=0  Z=5.15
  22  X=0  Y=0  Z=5.95
  23  X=0.8  Y=0  Z=5.95
  24  X=1.563  Y=0  Z=5.95
  25  X=2.326  Y=0  Z=5.95
  26  X=3.09  Y=0  Z=5.95
  27  X=3.853  Y=0  Z=5.95
  28  X=4.616  Y=0  Z=5.95
  29  X=5.379  Y=0  Z=5.95
  30  X=6.179  Y=0  Z=5.95

PATTERN
  NAME=DEFAULT

SPRING
  ADD=1  U1=1E+10  U3=10860
  ADD=2  U3=11800
  ADD=3  U3=10568
  ADD=4  U3=10568
  ADD=5  U3=10568
  ADD=6  U3=10568
  ADD=7  U3=10568
  ADD=8  U3=11800
  ADD=9  U3=10860

MATERIAL
  NAME=STEEL  IDES=S  M=7.8271  W=76.8196
    T=0  E=2E+08  U=.3  A=.0000117  FY=248211.3
  NAME=CONC  IDES=C  M=2.498  W=24.5
    T=0  E=27537000  U=.18  A=.00001

FRAME SECTION
  NAME=TOPSLAB MAT=CONC SH=R T=0.6,1
  NAME=BOTSLAB MAT=CONC SH=R T=0.7,1
  NAME=WALL MAT=CONC SH=R T=0.6,1

FRAME
  1  J=1,2  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180  IOFF=0.125  RIGID=1
  2  J=2,3  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  3  J=3,4  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  4  J=4,5  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  5  J=5,6  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  6  J=6,7  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  7  J=7,8  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  8  J=8,9  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180  JOFF=0.125  RIGID=1
  9  J=1,10  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180  IOFF=0.2  RIGID=1
  10  J=9,11  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0  IOFF=0.2  RIGID=1
  11  J=10,12  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  12  J=11,13  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  13  J=12,14  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  14  J=13,15  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
```

```
  15   J=14,16  SEC=WALL   NSEG=2  ANG=180
  16   J=15,17  SEC=WALL   NSEG=2  ANG=0
  17   J=16,18  SEC=WALL   NSEG=2  ANG=180
  18   J=17,19  SEC=WALL   NSEG=2  ANG=0
  19   J=18,20  SEC=WALL   NSEG=2  ANG=180
  20   J=19,21  SEC=WALL   NSEG=2  ANG=0
  21   J=20,22  SEC=WALL   NSEG=2  ANG=180      JOFF=0.4  RIGID=1
  22   J=21,30  SEC=WALL   NSEG=2  ANG=0       JOFF=0.4  RIGID=1
  23   J=22,23  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0    JOFF=0.4  RIGID=1
  24   J=23,24  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  25   J=24,25  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  26   J=25,26  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  27   J=26,27  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  28   J=27,28  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  29   J=28,29  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  30   J=29,30  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0    JOFF=0.4  RIGID=1

LOAD
  NAME=LC1  SW=1 CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-130.137,-130.137
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-130.137,-130.137
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-130.137,-130.137
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-130.137,-130.137
      ADD=27  RD=0,1  UZ=-130.137,-130.137
      ADD=28  RD=0,1  UZ=-130.137,-130.137
      ADD=29  RD=0,1  UZ=-130.137,-130.137
      ADD=30  RD=0,1  UZ=-130.137,-130.137
      ADD=1  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=2  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=3  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=4  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=5  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=6  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=7  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=8  RD=0,1  UZ=-0,-0
  NAME=LC2  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-17.584,-17.584
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-17.584,-17.584
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-17.584,-17.584
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-17.584,-17.584
      ADD=27  RD=0,1  UZ=-17.584,-17.584
      ADD=28  RD=0,1  UZ=-17.584,-17.584
      ADD=29  RD=0,1  UZ=-17.584,-17.584
      ADD=30  RD=0,1  UZ=-17.584,-17.584
  NAME=LC3  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-17.584,-17.584
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-17.584,-17.584
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-17.584,-17.584
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-17.584,-17.584
  NAME=LC4  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=21  RD=0,1  UX=7.034,7.034
      ADD=19  RD=0,1  UX=7.034,7.034
      ADD=17  RD=0,1  UX=7.034,7.034
      ADD=15  RD=0,1  UX=7.034,7.034
      ADD=13  RD=0,1  UX=7.034,7.034
      ADD=11  RD=0,1  UX=7.034,7.034
      ADD=9  RD=0,1  UX=7.034,7.034
      ADD=22  RD=0,1  UX=-7.034,-7.034
      ADD=20  RD=0,1  UX=-7.034,-7.034
      ADD=18  RD=0,1  UX=-7.034,-7.034
      ADD=16  RD=0,1  UX=-7.034,-7.034
      ADD=14  RD=0,1  UX=-7.034,-7.034
      ADD=12  RD=0,1  UX=-7.034,-7.034
      ADD=10  RD=0,1  UX=-7.034,-7.034
  NAME=LC5  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=21  RD=0,1  UX=7.034,7.034
      ADD=19  RD=0,1  UX=7.034,7.034
      ADD=17  RD=0,1  UX=7.034,7.034
      ADD=15  RD=0,1  UX=7.034,7.034
      ADD=13  RD=0,1  UX=7.034,7.034
      ADD=11  RD=0,1  UX=7.034,7.034
      ADD=9  RD=0,1  UX=7.034,7.034
  NAME=LC6  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=21  RD=0,1  UX=64.81,57.994
```

```
      ADD=19  RD=0,1  UX=72.137,64.81
      ADD=17  RD=0,1  UX=79.464,72.137
      ADD=15  RD=0,1  UX=86.791,79.464
      ADD=13  RD=0,1  UX=94.118,86.791
      ADD=11  RD=0,1  UX=101.445,94.118
      ADD=9  RD=0,1  UX=108.687,101.445
      ADD=22  RD=0,1  UX=-64.81,-57.994
      ADD=20  RD=0,1  UX=-72.137,-64.81
      ADD=18  RD=0,1  UX=-79.464,-72.137
      ADD=16  RD=0,1  UX=-86.791,-79.464
      ADD=14  RD=0,1  UX=-94.118,-86.791
      ADD=12  RD=0,1  UX=-101.445,-94.118
      ADD=10  RD=0,1  UX=-108.687,-101.445
  NAME=LC7  CSYS=0
    TYPE=TEMPERATURE  ELEM=FRAME
      ADD=23  T=0
      ADD=24  T=0
      ADD=25  T=0
      ADD=26  T=0
      ADD=27  T=0
      ADD=28  T=0
      ADD=29  T=0
      ADD=30  T=0
  NAME=LC8  CSYS=0
    TYPE=TEMPERATURE  ELEM=FRAME
      ADD=23  T=-0
      ADD=24  T=-0
      ADD=25  T=-0
      ADD=26  T=-0
      ADD=27  T=-0
      ADD=28  T=-0
      ADD=29  T=-0
      ADD=30  T=-0
  NAME=LC9  CSYS=0
    TYPE=TEMPERATURE  ELEM=FRAME
      ADD=1  T=-15
      ADD=2  T=-15
      ADD=3  T=-15
      ADD=4  T=-15
      ADD=5  T=-15
      ADD=6  T=-15
      ADD=7  T=-15
      ADD=8  T=-15
      ADD=9  T=-15
      ADD=10  T=-15
      ADD=11  T=-15
      ADD=12  T=-15
      ADD=13  T=-15
      ADD=14  T=-15
      ADD=15  T=-15
      ADD=16  T=-15
      ADD=17  T=-15
      ADD=18  T=-15
      ADD=19  T=-15
      ADD=20  T=-15
      ADD=21  T=-15
      ADD=22  T=-15
      ADD=23  T=-15
      ADD=24  T=-15
      ADD=25  T=-15
      ADD=26  T=-15
      ADD=27  T=-15
      ADD=28  T=-15
      ADD=29  T=-15
      ADD=30  T=-15
  NAME=LC10  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UX=0,0
      ADD=24  RD=0,1  UX=0,0
      ADD=25  RD=0,1  UX=0,0
      ADD=26  RD=0,1  UX=0,0
      ADD=27  RD=0,1  UX=0,0
      ADD=28  RD=0,1  UX=0,0
      ADD=29  RD=0,1  UX=0,0
      ADD=30  RD=0,1  UX=0,0

COMBO
  NAME=COMB1
    LOAD=LC1  SF=1.35
    LOAD=LC2  SF=1.85
```

```
   LOAD=LC4   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
NAME=COMB2
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC2   SF=1.85
   LOAD=LC4   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
NAME=COMB3
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC3   SF=1.85
   LOAD=LC5   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
NAME=COMB4
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC3   SF=1.85
   LOAD=LC5   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
NAME=COMB5
   LOAD=LC1   SF=1.6
   LOAD=LC2   SF=1.6
   LOAD=LC4   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
NAME=COMB6
   LOAD=LC1   SF=1.6
   LOAD=LC2   SF=1.6
   LOAD=LC4   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
NAME=COMB7
   LOAD=LC1   SF=1.6
   LOAD=LC3   SF=1.6
   LOAD=LC5   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
NAME=COMB8
   LOAD=LC1   SF=1.6
   LOAD=LC3   SF=1.6
   LOAD=LC5   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
NAME=COMB9
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC2   SF=1.4
   LOAD=LC4   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
   LOAD=LC7   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
NAME=COMB10
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC2   SF=1.4
   LOAD=LC4   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
   LOAD=LC7   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
NAME=COMB11
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC2   SF=1.4
   LOAD=LC4   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
   LOAD=LC8   SF=1.35
   LOAD=LC9   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
NAME=COMB12
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC2   SF=1.4
   LOAD=LC4   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
   LOAD=LC8   SF=1.35
   LOAD=LC9   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
NAME=COMB13
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC3   SF=1.4
   LOAD=LC5   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
   LOAD=LC7   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
NAME=COMB14
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC3   SF=1.4
   LOAD=LC5   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
   LOAD=LC7   SF=1.35
```

```
   LOAD=LC10   SF=1.4
NAME=COMB15
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC3   SF=1.4
   LOAD=LC5   SF=1.6
   LOAD=LC6   SF=1.6
   LOAD=LC8   SF=1.35
   LOAD=LC9   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
NAME=COMB16
   LOAD=LC1   SF=1.35
   LOAD=LC3   SF=1.4
   LOAD=LC5   SF=.6
   LOAD=LC6   SF=.6
   LOAD=LC8   SF=1.35
   LOAD=LC9   SF=1.35
   LOAD=LC10   SF=1.4
NAME=COMB17
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=1
   LOAD=LC6   SF=1
NAME=COMB18
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=.5
   LOAD=LC6   SF=.5
NAME=COMB19
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC3   SF=1
   LOAD=LC5   SF=1
   LOAD=LC6   SF=1
NAME=COMB20
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC3   SF=1
   LOAD=LC5   SF=.5
   LOAD=LC6   SF=.5
NAME=COMB21
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=1
   LOAD=LC6   SF=1
   LOAD=LC7   SF=1
   LOAD=LC10   SF=1
NAME=COMB22
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=.5
   LOAD=LC6   SF=.5
   LOAD=LC7   SF=1
   LOAD=LC10   SF=1
NAME=COMB23
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=1
   LOAD=LC6   SF=1
   LOAD=LC8   SF=1
   LOAD=LC9   SF=1
   LOAD=LC10   SF=1
NAME=COMB24
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC2   SF=1
   LOAD=LC4   SF=.5
   LOAD=LC6   SF=.5
   LOAD=LC8   SF=1
   LOAD=LC9   SF=1
   LOAD=LC10   SF=1
NAME=COMB25
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC3   SF=1
   LOAD=LC5   SF=1
   LOAD=LC6   SF=1
   LOAD=LC7   SF=1
   LOAD=LC10   SF=1
NAME=COMB26
   LOAD=LC1   SF=1
   LOAD=LC3   SF=1
   LOAD=LC5   SF=.5
   LOAD=LC6   SF=.5
   LOAD=LC7   SF=1
```

```
    LOAD=LC10   SF=1
  NAME=COMB27
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC3   SF=1
    LOAD=LC5   SF=1
    LOAD=LC6   SF=1
    LOAD=LC8   SF=1
    LOAD=LC9   SF=1
    LOAD=LC10   SF=1
  NAME=COMB28
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC3   SF=1
    LOAD=LC5   SF=.5
    LOAD=LC6   SF=.5
    LOAD=LC8   SF=1
    LOAD=LC9   SF=1
    LOAD=LC10   SF=1
  NAME=COMB29
    LOAD=LC1   SF=1
    LOAD=LC6   SF=1
  NAME=USD   TYPE=ENVE
    COMB=COMB1   SF=1
    COMB=COMB2   SF=1
    COMB=COMB3   SF=1
    COMB=COMB4   SF=1
    COMB=COMB5   SF=1
    COMB=COMB6   SF=1
    COMB=COMB7   SF=1
    COMB=COMB8   SF=1
    COMB=COMB9   SF=1
    COMB=COMB10   SF=1
    COMB=COMB11   SF=1
    COMB=COMB12   SF=1
    COMB=COMB13   SF=1
    COMB=COMB14   SF=1
    COMB=COMB15   SF=1
    COMB=COMB16   SF=1
  NAME=WSD   TYPE=ENVE
    COMB=COMB17   SF=1
    COMB=COMB18   SF=1
    COMB=COMB19   SF=1
    COMB=COMB20   SF=1
    COMB=COMB21   SF=1
    COMB=COMB22   SF=1
    COMB=COMB23   SF=1
    COMB=COMB24   SF=1
    COMB=COMB25   SF=1
    COMB=COMB26   SF=1
    COMB=COMB27   SF=1
    COMB=COMB28   SF=1
    COMB=COMB29   SF=1

OUTPUT
; No Output Requested

END
```

8.2 지진시

```
SYSTEM
  DOF=UX,UZ,RY  LENGTH=m  FORCE=kN  PAGE=SECTIONS

JOINT
  1  X=0  Y=0  Z=0
  2  X=0.9  Y=0  Z=0
  3  X=1.63  Y=0  Z=0
  4  X=2.36  Y=0  Z=0
  5  X=3.09  Y=0  Z=0
  6  X=3.819  Y=0  Z=0
  7  X=4.549  Y=0  Z=0
  8  X=5.279  Y=0  Z=0
  9  X=6.179  Y=0  Z=0
  10  X=0  Y=0  Z=0.85
  11  X=6.179  Y=0  Z=0.85
  12  X=0  Y=0  Z=1.71
  13  X=6.179  Y=0  Z=1.71
  14  X=0  Y=0  Z=2.57
  15  X=6.179  Y=0  Z=2.57
  16  X=0  Y=0  Z=3.43
  17  X=6.179  Y=0  Z=3.43
  18  X=0  Y=0  Z=4.29
  19  X=6.179  Y=0  Z=4.29
  20  X=0  Y=0  Z=5.15
  21  X=6.179  Y=0  Z=5.15
  22  X=0  Y=0  Z=5.95
  23  X=0.8  Y=0  Z=5.95
  24  X=1.563  Y=0  Z=5.95
  25  X=2.326  Y=0  Z=5.95
  26  X=3.09  Y=0  Z=5.95
  27  X=3.853  Y=0  Z=5.95
  28  X=4.616  Y=0  Z=5.95
  29  X=5.379  Y=0  Z=5.95
  30  X=6.179  Y=0  Z=5.95

PATTERN
  NAME=DEFAULT

SPRING
  ADD=1  U1=8135  U3=24404
  ADD=1  U1=24001  U3=8000
  ADD=2  U1=8839  U3=26516
  ADD=3  U1=7916  U3=23747
  ADD=4  U1=7916  U3=23747
  ADD=5  U1=7916  U3=23747
  ADD=6  U1=7916  U3=23747
  ADD=7  U1=7916  U3=23747
  ADD=8  U1=8839  U3=26516
  ADD=9  U1=8135  U3=24404
  ADD=9  U1=24001  U3=8000
  ADD=10  U1=26478  U3=8826
  ADD=11  U1=26478  U3=8826
  ADD=12  U1=26633  U3=8878
  ADD=13  U1=26633  U3=8878
  ADD=14  U1=26633  U3=8878
  ADD=15  U1=26633  U3=8878
  ADD=16  U1=26633  U3=8878
  ADD=17  U1=26633  U3=8878
  ADD=18  U1=26633  U3=8878
  ADD=19  U1=26633  U3=8878
  ADD=20  U1=25704  U3=8568
  ADD=21  U1=25704  U3=8568
  ADD=22  U1=21678  U3=7226
  ADD=30  U1=21678  U3=7226
  ADD=22  U1=7592  U3=22777
  ADD=30  U1=7592  U3=22777
  ADD=23  U1=8477  U3=25431
  ADD=24  U1=8277  U3=24832
  ADD=25  U1=8277  U3=24832
  ADD=26  U1=8277  U3=24832
  ADD=27  U1=8277  U3=24832
  ADD=28  U1=8277  U3=24832
  ADD=29  U1=8477  U3=25431

MATERIAL
  NAME=STEEL  IDES=S  M=7.8271  W=76.8196
```

```
    T=0  E=2E+08  U=.3  A=.0000117  FY=248211.3
  NAME=CONC  IDES=0  M=2.498  W=24.5
    T=0  E=27537000  U=.18  A=.00001

FRAME SECTION
  NAME=TOPSLAB MAT=CONC SH=R T=0.6,1
  NAME=BOTSLAB MAT=CONC SH=R T=0.7,1
  NAME=WALL MAT=CONC SH=R T=0.6,1

FRAME
  1  J=1,2  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180   IOFF=0.125  RIGID=1
  2  J=2,3  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  3  J=3,4  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  4  J=4,5  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  5  J=5,6  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  6  J=6,7  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  7  J=7,8  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180
  8  J=8,9  SEC=BOTSLAB  NSEG=4  ANG=180   JOFF=0.125  RIGID=1
  9  J=1,10  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180     IOFF=0.2  RIGID=1
  10  J=9,11  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0     IOFF=0.2  RIGID=1
  11  J=10,12  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  12  J=11,13  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  13  J=12,14  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  14  J=13,15  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  15  J=14,16  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  16  J=15,17  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  17  J=16,18  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  18  J=17,19  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  19  J=18,20  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180
  20  J=19,21  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  21  J=20,22  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=180     JOFF=0.4  RIGID=1
  22  J=21,30  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0     JOFF=0.4  RIGID=1
  23  J=22,23  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0   IOFF=0.4  RIGID=1
  24  J=23,24  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  25  J=24,25  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  26  J=25,26  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  27  J=26,27  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  28  J=27,28  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  29  J=28,29  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0
  30  J=29,30  SEC=TOPSLAB  NSEG=4  ANG=0    JOFF=0.4  RIGID=1

LOAD
  NAME=LC1  SW=1 CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-130.137,-130.137
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-130.137,-130.137
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-130.137,-130.137
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-130.137,-130.137
      ADD=27  RD=0,1  UZ=-130.137,-130.137
      ADD=28  RD=0,1  UZ=-130.137,-130.137
      ADD=29  RD=0,1  UZ=-130.137,-130.137
      ADD=30  RD=0,1  UZ=-130.137,-130.137
      ADD=1  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=2  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=3  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=4  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=5  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=6  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=7  RD=0,1  UZ=-0,-0
      ADD=8  RD=0,1  UZ=-0,-0
  NAME=LC2  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UZ=-17.584,-17.584
      ADD=24  RD=0,1  UZ=-17.584,-17.584
      ADD=25  RD=0,1  UZ=-17.584,-17.584
      ADD=26  RD=0,1  UZ=-17.584,-17.584
      ADD=27  RD=0,1  UZ=-17.584,-17.584
      ADD=28  RD=0,1  UZ=-17.584,-17.584
      ADD=29  RD=0,1  UZ=-17.584,-17.584
      ADD=30  RD=0,1  UZ=-17.584,-17.584
  NAME=TOPSOIL  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=23  RD=0,1  UX=80.26,80.26
      ADD=24  RD=0,1  UX=80.26,80.26
      ADD=25  RD=0,1  UX=80.26,80.26
      ADD=26  RD=0,1  UX=80.26,80.26
      ADD=27  RD=0,1  UX=80.26,80.26
      ADD=28  RD=0,1  UX=80.26,80.26
      ADD=29  RD=0,1  UX=80.26,80.26
      ADD=30  RD=0,1  UX=80.26,80.26
```

```
NAME=WALLSOIL  CSYS=0
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=21  RD=0,1  UX=205.696,229.171
    ADD=19  RD=0,1  UX=177.607,205.696
    ADD=17  RD=0,1  UX=146.762,177.607
    ADD=15  RD=0,1  UX=113.347,146.762
    ADD=13  RD=0,1  UX=77.515,113.347
    ADD=11  RD=0,1  UX=39.516,77.515
    ADD=9  RD=0,1  UX=0,39.516
    ADD=22  RD=0,1  UX=205.696,229.171
    ADD=20  RD=0,1  UX=177.607,205.696
    ADD=18  RD=0,1  UX=146.762,177.607
    ADD=16  RD=0,1  UX=113.347,146.762
    ADD=14  RD=0,1  UX=77.515,113.347
    ADD=12  RD=0,1  UX=39.516,77.515
    ADD=10  RD=0,1  UX=0,39.516
NAME=SHEAR CSYS=0
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=23  RD=0,1  UX=34.074,34.074
    ADD=24  RD=0,1  UX=34.074,34.074
    ADD=25  RD=0,1  UX=34.074,34.074
    ADD=26  RD=0,1  UX=34.074,34.074
    ADD=27  RD=0,1  UX=34.074,34.074
    ADD=28  RD=0,1  UX=34.074,34.074
    ADD=29  RD=0,1  UX=34.074,34.074
    ADD=30  RD=0,1  UX=34.074,34.074
    ADD=1  RD=0,1  UX=-59.379,-59.379
    ADD=2  RD=0,1  UX=-59.379,-59.379
    ADD=3  RD=0,1  UX=-59.379,-59.379
    ADD=4  RD=0,1  UX=-59.379,-59.379
    ADD=5  RD=0,1  UX=-59.379,-59.379
    ADD=6  RD=0,1  UX=-59.379,-59.379
    ADD=7  RD=0,1  UX=-59.379,-59.379
    ADD=8  RD=0,1  UX=-59.379,-59.379
    ADD=21  RD=0,1  UZ=-46.727,-46.727
    ADD=19  RD=0,1  UZ=-46.727,-46.727
    ADD=17  RD=0,1  UZ=-46.727,-46.727
    ADD=15  RD=0,1  UZ=-46.727,-46.727
    ADD=13  RD=0,1  UZ=-46.727,-46.727
    ADD=11  RD=0,1  UZ=-46.727,-46.727
    ADD=9  RD=0,1  UZ=-46.727,-46.727
    ADD=22  RD=0,1  UZ=46.727,46.727
    ADD=20  RD=0,1  UZ=46.727,46.727
    ADD=18  RD=0,1  UZ=46.727,46.727
    ADD=16  RD=0,1  UZ=46.727,46.727
    ADD=14  RD=0,1  UZ=46.727,46.727
    ADD=12  RD=0,1  UZ=46.727,46.727
    ADD=10  RD=0,1  UZ=46.727,46.727
NAME=INERTIAF  CSYS=0
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=1  RD=0,1  UX=3.447,3.447
    ADD=2  RD=0,1  UX=3.447,3.447
    ADD=3  RD=0,1  UX=3.447,3.447
    ADD=4  RD=0,1  UX=3.447,3.447
    ADD=5  RD=0,1  UX=3.447,3.447
    ADD=6  RD=0,1  UX=3.447,3.447
    ADD=7  RD=0,1  UX=3.447,3.447
    ADD=8  RD=0,1  UX=3.447,3.447
    ADD=9  RD=0,1  UX=2.793,2.793
    ADD=10  RD=0,1  UX=2.793,2.793
    ADD=11  RD=0,1  UX=2.793,2.793
    ADD=12  RD=0,1  UX=2.793,2.793
    ADD=13  RD=0,1  UX=2.793,2.793
    ADD=14  RD=0,1  UX=2.793,2.793
    ADD=15  RD=0,1  UX=2.793,2.793
    ADD=16  RD=0,1  UX=2.793,2.793
    ADD=17  RD=0,1  UX=2.793,2.793
    ADD=18  RD=0,1  UX=2.793,2.793
    ADD=19  RD=0,1  UX=2.793,2.793
    ADD=20  RD=0,1  UX=2.793,2.793
    ADD=21  RD=0,1  UX=2.793,2.793
    ADD=22  RD=0,1  UX=2.793,2.793
    ADD=23  RD=0,1  UX=2.617,2.617
    ADD=24  RD=0,1  UX=2.617,2.617
    ADD=25  RD=0,1  UX=2.617,2.617
    ADD=26  RD=0,1  UX=2.617,2.617
    ADD=27  RD=0,1  UX=2.617,2.617
    ADD=28  RD=0,1  UX=2.617,2.617
    ADD=29  RD=0,1  UX=2.617,2.617
    ADD=30  RD=0,1  UX=2.617,2.617
```

```
COMBO
  NAME=COMB1
    LOAD=LC1  SF=1
    LOAD=LC2  SF=0.5
    LOAD=TOPSOIL  SF=1
    LOAD=WALLSOIL  SF=1
    LOAD=SHEAR  SF=1
    LOAD=INERTIAF  SF=1

OUTPUT
; No Output Requested

END
```

9. OUPUT DATA

9.1 상시

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1	USD_MAX	0.125	-129.702	-572.072	0.000	0.000	0.000	-292.115
1	USD_MAX	0.319	-129.702	-576.558	0.000	0.000	0.000	-177.577
1	USD_MAX	0.513	-129.702	-581.044	0.000	0.000	0.000	-53.423
1	USD_MAX	0.706	-129.702	-585.529	0.000	0.000	0.000	83.772
1	USD_MAX	0.900	-129.702	-590.015	0.000	0.000	0.000	221.997
1	USD_MIN	0.125	-454.558	-701.686	0.000	0.000	0.000	-556.285
1	USD_MIN	0.319	-454.558	-707.002	0.000	0.000	0.000	-422.897
1	USD_MIN	0.513	-454.558	-712.319	0.000	0.000	0.000	-297.024
1	USD_MIN	0.706	-454.558	-717.635	0.000	0.000	0.000	-181.966
1	USD_MIN	0.900	-454.558	-722.952	0.000	0.000	0.000	-66.039
2	USD_MAX	0.000	-129.702	-381.694	0.000	0.000	0.000	221.997
2	USD_MAX	0.183	-129.702	-385.920	0.000	0.000	0.000	306.814
2	USD_MAX	0.365	-129.702	-390.145	0.000	0.000	0.000	392.545
2	USD_MAX	0.548	-129.702	-394.370	0.000	0.000	0.000	479.190
2	USD_MAX	0.730	-129.702	-398.596	0.000	0.000	0.000	566.748
2	USD_MIN	0.000	-454.558	-470.337	0.000	0.000	0.000	-66.039
2	USD_MIN	0.183	-454.558	-475.345	0.000	0.000	0.000	7.670
2	USD_MIN	0.365	-454.558	-480.353	0.000	0.000	0.000	82.149
2	USD_MIN	0.548	-454.558	-485.360	0.000	0.000	0.000	157.400
2	USD_MIN	0.730	-454.558	-490.368	0.000	0.000	0.000	233.422
3	USD_MAX	0.000	-129.702	-222.761	0.000	0.000	0.000	566.748
3	USD_MAX	0.183	-129.702	-226.986	0.000	0.000	0.000	616.043
3	USD_MAX	0.365	-129.702	-231.211	0.000	0.000	0.000	666.252
3	USD_MAX	0.548	-129.702	-235.437	0.000	0.000	0.000	717.374
3	USD_MAX	0.730	-129.702	-239.662	0.000	0.000	0.000	769.410
3	USD_MIN	0.000	-454.558	-284.093	0.000	0.000	0.000	233.422
3	USD_MIN	0.183	-454.558	-289.101	0.000	0.000	0.000	278.651
3	USD_MIN	0.365	-454.558	-294.109	0.000	0.000	0.000	324.651
3	USD_MIN	0.548	-454.558	-299.116	0.000	0.000	0.000	371.422
3	USD_MIN	0.730	-454.558	-304.124	0.000	0.000	0.000	418.965
4	USD_MAX	0.000	-129.702	-69.248	0.000	0.000	0.000	769.410
4	USD_MAX	0.183	-129.702	-73.473	0.000	0.000	0.000	784.744
4	USD_MAX	0.365	-129.702	-77.699	0.000	0.000	0.000	800.991
4	USD_MAX	0.548	-129.702	-81.924	0.000	0.000	0.000	818.152
4	USD_MAX	0.730	-129.702	-86.149	0.000	0.000	0.000	836.227
4	USD_MIN	0.000	-454.558	-103.982	0.000	0.000	0.000	418.965
4	USD_MIN	0.183	-454.558	-108.989	0.000	0.000	0.000	436.334
4	USD_MIN	0.365	-454.558	-113.997	0.000	0.000	0.000	454.474
4	USD_MIN	0.548	-454.558	-119.005	0.000	0.000	0.000	473.386
4	USD_MIN	0.730	-454.558	-124.013	0.000	0.000	0.000	493.068
5	USD_MAX	0.000	-129.702	103.794	0.000	0.000	0.000	836.227
5	USD_MAX	0.182	-129.702	98.793	0.000	0.000	0.000	818.173
5	USD_MAX	0.365	-129.702	93.792	0.000	0.000	0.000	801.030
5	USD_MAX	0.547	-129.702	88.791	0.000	0.000	0.000	784.798
5	USD_MAX	0.729	-129.702	83.790	0.000	0.000	0.000	769.478
5	USD_MIN	0.000	-454.558	59.231	0.000	0.000	0.000	493.068
5	USD_MIN	0.182	-454.558	55.012	0.000	0.000	0.000	482.658
5	USD_MIN	0.365	-454.558	50.792	0.000	0.000	0.000	473.017
5	USD_MIN	0.547	-454.558	46.573	0.000	0.000	0.000	464.144
5	USD_MIN	0.729	-454.558	42.353	0.000	0.000	0.000	456.041
6	USD_MAX	0.000	-129.702	293.755	0.000	0.000	0.000	769.478
6	USD_MAX	0.183	-129.702	288.747	0.000	0.000	0.000	717.434
6	USD_MAX	0.365	-129.702	283.739	0.000	0.000	0.000	666.304
6	USD_MAX	0.548	-129.702	278.732	0.000	0.000	0.000	616.088
6	USD_MAX	0.730	-129.702	273.724	0.000	0.000	0.000	566.786

6	USD_MIN	0.000	-454.558	214.737	0.000	0.000	0.000	456.041
6	USD_MIN	0.183	-454.558	210.511	0.000	0.000	0.000	417.237
6	USD_MIN	0.365	-454.558	206.286	0.000	0.000	0.000	373.957
6	USD_MIN	0.548	-454.558	202.061	0.000	0.000	0.000	330.229
6	USD_MIN	0.730	-454.558	197.835	0.000	0.000	0.000	287.272
7	USD_MAX	0.000	-129.702	490.402	0.000	0.000	0.000	566.786
7	USD_MAX	0.183	-129.702	485.394	0.000	0.000	0.000	479.221
7	USD_MAX	0.365	-129.702	480.386	0.000	0.000	0.000	392.570
7	USD_MAX	0.548	-129.702	475.378	0.000	0.000	0.000	306.833
7	USD_MAX	0.730	-129.702	470.371	0.000	0.000	0.000	224.361
7	USD_MIN	0.000	-454.558	376.707	0.000	0.000	0.000	287.272
7	USD_MIN	0.183	-454.558	372.482	0.000	0.000	0.000	211.527
7	USD_MIN	0.365	-454.558	368.257	0.000	0.000	0.000	136.553
7	USD_MIN	0.548	-454.558	364.031	0.000	0.000	0.000	62.350
7	USD_MIN	0.730	-454.558	359.806	0.000	0.000	0.000	-11.081
8	USD_MAX	0.000	-129.702	722.971	0.000	0.000	0.000	224.361
8	USD_MAX	0.194	-129.702	717.654	0.000	0.000	0.000	94.987
8	USD_MAX	0.388	-129.702	712.338	0.000	0.000	0.000	-33.357
8	USD_MAX	0.581	-129.702	707.021	0.000	0.000	0.000	-148.907
8	USD_MAX	0.775	-129.702	701.705	0.000	0.000	0.000	-255.640
8	USD_MIN	0.000	-454.558	566.578	0.000	0.000	0.000	-11.081
8	USD_MIN	0.194	-454.558	562.092	0.000	0.000	0.000	-129.562
8	USD_MIN	0.388	-454.558	557.606	0.000	0.000	0.000	-247.174
8	USD_MIN	0.581	-454.558	553.121	0.000	0.000	0.000	-375.926
8	USD_MIN	0.775	-454.558	548.635	0.000	0.000	0.000	-512.396
9	USD_MAX	0.200	-764.183	-132.253	0.000	0.000	0.000	-336.637
9	USD_MAX	0.525	-757.733	-110.290	0.000	0.000	0.000	-295.474
9	USD_MAX	0.850	-751.284	-88.866	0.000	0.000	0.000	-233.199
9	USD_MIN	0.200	-938.119	-436.444	0.000	0.000	0.000	-551.860
9	USD_MIN	0.525	-930.475	-377.876	0.000	0.000	0.000	-421.229
9	USD_MIN	0.850	-922.831	-320.747	0.000	0.000	0.000	-314.069
10	USD_MAX	0.200	-740.821	-116.762	0.000	0.000	0.000	-298.376
10	USD_MAX	0.525	-734.371	-96.170	0.000	0.000	0.000	-262.132
10	USD_MAX	0.850	-727.922	-76.119	0.000	0.000	0.000	-182.451
10	USD_MIN	0.200	-938.120	-417.800	0.000	0.000	0.000	-513.755
10	USD_MIN	0.525	-930.476	-359.231	0.000	0.000	0.000	-389.291
10	USD_MIN	0.850	-922.832	-302.102	0.000	0.000	0.000	-311.790
11	USD_MAX	0.000	-751.284	-88.866	0.000	0.000	0.000	-233.199
11	USD_MAX	0.430	-742.750	-61.351	0.000	0.000	0.000	-119.161
11	USD_MAX	0.860	-734.217	-34.782	0.000	0.000	0.000	-36.131
11	USD_MIN	0.000	-922.831	-320.747	0.000	0.000	0.000	-314.069
11	USD_MIN	0.430	-912.717	-247.373	0.000	0.000	0.000	-279.523
11	USD_MIN	0.860	-902.604	-176.520	0.000	0.000	0.000	-258.888
12	USD_MAX	0.000	-727.922	-76.119	0.000	0.000	0.000	-182.451
12	USD_MAX	0.430	-719.388	-50.418	0.000	0.000	0.000	-84.036
12	USD_MAX	0.860	-710.855	-25.663	0.000	0.000	0.000	-14.548
12	USD_MIN	0.000	-922.832	-302.102	0.000	0.000	0.000	-311.790
12	USD_MIN	0.430	-912.719	-228.729	0.000	0.000	0.000	-279.527
12	USD_MIN	0.860	-902.605	-157.876	0.000	0.000	0.000	-258.892
13	USD_MAX	0.000	-734.217	-34.782	0.000	0.000	0.000	-36.131
13	USD_MAX	0.430	-725.684	-9.157	0.000	0.000	0.000	16.974
13	USD_MAX	0.860	-717.150	15.522	0.000	0.000	0.000	46.055
13	USD_MIN	0.000	-902.604	-176.520	0.000	0.000	0.000	-258.888
13	USD_MIN	0.430	-892.490	-108.188	0.000	0.000	0.000	-249.475
13	USD_MIN	0.860	-882.377	-42.376	0.000	0.000	0.000	-250.878
14	USD_MAX	0.000	-710.855	-25.663	0.000	0.000	0.000	-14.548
14	USD_MAX	0.430	-702.322	-1.853	0.000	0.000	0.000	27.095
14	USD_MAX	0.860	-693.788	21.011	0.000	0.000	0.000	41.979
14	USD_MIN	0.000	-902.605	-157.876	0.000	0.000	0.000	-258.892
14	USD_MIN	0.430	-892.491	-89.544	0.000	0.000	0.000	-249.479
14	USD_MIN	0.860	-882.378	-23.732	0.000	0.000	0.000	-250.881

15	USD_MAX	0.000	-717.150	15.522	0.000	0.000	0.000	46.055
15	USD_MAX	0.430	-708.617	44.990	0.000	0.000	0.000	50.579
15	USD_MAX	0.860	-700.083	105.761	0.000	0.000	0.000	28.430
15	USD_MIN	0.000	-882.377	-42.376	0.000	0.000	0.000	-250.878
15	USD_MIN	0.430	-872.263	20.915	0.000	0.000	0.000	-262.689
15	USD_MIN	0.860	-862.149	48.171	0.000	0.000	0.000	-284.503
16	USD_MAX	0.000	-693.788	21.011	0.000	0.000	0.000	41.979
16	USD_MAX	0.430	-685.255	59.214	0.000	0.000	0.000	37.742
16	USD_MAX	0.860	-676.722	115.145	0.000	0.000	0.000	7.575
16	USD_MIN	0.000	-882.378	-23.732	0.000	0.000	0.000	-250.881
16	USD_MIN	0.430	-872.264	33.826	0.000	0.000	0.000	-262.693
16	USD_MIN	0.860	-862.151	56.615	0.000	0.000	0.000	-284.507
17	USD_MAX	0.000	-700.083	105.761	0.000	0.000	0.000	28.430
17	USD_MAX	0.430	-691.550	164.011	0.000	0.000	0.000	-19.310
17	USD_MAX	0.860	-683.017	219.741	0.000	0.000	0.000	-91.554
17	USD_MIN	0.000	-862.149	48.171	0.000	0.000	0.000	-284.503
17	USD_MIN	0.430	-852.036	70.015	0.000	0.000	0.000	-315.913
17	USD_MIN	0.860	-841.922	90.914	0.000	0.000	0.000	-356.513
18	USD_MAX	0.000	-676.722	115.145	0.000	0.000	0.000	7.575
18	USD_MAX	0.430	-668.188	168.556	0.000	0.000	0.000	-48.181
18	USD_MAX	0.860	-659.655	219.741	0.000	0.000	0.000	-128.443
18	USD_MIN	0.000	-862.151	56.615	0.000	0.000	0.000	-284.507
18	USD_MIN	0.430	-852.037	78.459	0.000	0.000	0.000	-315.917
18	USD_MIN	0.860	-841.923	97.920	0.000	0.000	0.000	-356.516
19	USD_MAX	0.000	-683.017	219.741	0.000	0.000	0.000	-91.554
19	USD_MAX	0.430	-674.483	272.950	0.000	0.000	0.000	-187.221
19	USD_MAX	0.860	-665.950	323.639	0.000	0.000	0.000	-305.226
19	USD_MIN	0.000	-841.922	90.914	0.000	0.000	0.000	-356.513
19	USD_MIN	0.430	-831.809	110.867	0.000	0.000	0.000	-405.896
19	USD_MIN	0.860	-821.695	129.876	0.000	0.000	0.000	-463.655
20	USD_MAX	0.000	-659.655	219.741	0.000	0.000	0.000	-128.443
20	USD_MAX	0.430	-651.122	272.950	0.000	0.000	0.000	-232.127
20	USD_MAX	0.860	-642.588	323.639	0.000	0.000	0.000	-358.149
20	USD_MIN	0.000	-841.923	97.920	0.000	0.000	0.000	-356.516
20	USD_MIN	0.430	-831.810	116.059	0.000	0.000	0.000	-405.899
20	USD_MIN	0.860	-821.696	133.252	0.000	0.000	0.000	-463.659
21	USD_MAX	0.000	-665.950	323.639	0.000	0.000	0.000	-305.226
21	USD_MAX	0.200	-661.981	346.357	0.000	0.000	0.000	-367.420
21	USD_MAX	0.400	-658.012	368.529	0.000	0.000	0.000	-412.673
21	USD_MIN	0.000	-821.695	129.876	0.000	0.000	0.000	-463.655
21	USD_MIN	0.200	-816.991	138.395	0.000	0.000	0.000	-498.930
21	USD_MIN	0.400	-812.287	146.709	0.000	0.000	0.000	-570.428
22	USD_MAX	0.000	-642.588	323.639	0.000	0.000	0.000	-358.149
22	USD_MAX	0.200	-638.619	346.357	0.000	0.000	0.000	-405.658
22	USD_MAX	0.400	-634.650	368.529	0.000	0.000	0.000	-434.594
22	USD_MIN	0.000	-821.696	133.252	0.000	0.000	0.000	-463.659
22	USD_MIN	0.200	-816.992	140.927	0.000	0.000	0.000	-504.877
22	USD_MIN	0.400	-812.288	148.398	0.000	0.000	0.000	-573.705
23	USD_MAX	0.400	-162.725	-562.015	0.000	0.000	0.000	-229.185
23	USD_MAX	0.500	-162.725	-540.000	0.000	0.000	0.000	-173.338
23	USD_MAX	0.600	-162.725	-517.986	0.000	0.000	0.000	-118.821
23	USD_MAX	0.700	-162.725	-495.971	0.000	0.000	0.000	-66.029
23	USD_MAX	0.800	-162.725	-473.956	0.000	0.000	0.000	-10.554
23	USD_MIN	0.400	-411.237	-698.930	0.000	0.000	0.000	-426.092
23	USD_MIN	0.500	-411.237	-672.942	0.000	0.000	0.000	-357.498
23	USD_MIN	0.600	-411.237	-646.955	0.000	0.000	0.000	-291.503
23	USD_MIN	0.700	-411.237	-620.967	0.000	0.000	0.000	-228.107
23	USD_MIN	0.800	-411.237	-594.980	0.000	0.000	0.000	-174.665
24	USD_MAX	0.000	-162.725	-473.956	0.000	0.000	0.000	-10.554
24	USD_MAX	0.191	-162.725	-431.963	0.000	0.000	0.000	93.404
24	USD_MAX	0.382	-162.725	-389.970	0.000	0.000	0.000	187.906

24	USD_MAX	0.572	-162.725	-347.977	0.000	0.000	0.000	272.952
24	USD_MAX	0.763	-162.725	-305.983	0.000	0.000	0.000	348.543
24	USD_MIN	0.000	-411.237	-594.980	0.000	0.000	0.000	-174.665
24	USD_MIN	0.191	-411.237	-545.409	0.000	0.000	0.000	-82.527
24	USD_MIN	0.382	-411.237	-495.838	0.000	0.000	0.000	1.601
24	USD_MIN	0.572	-411.237	-446.267	0.000	0.000	0.000	77.719
24	USD_MIN	0.763	-411.237	-396.697	0.000	0.000	0.000	145.827
25	USD_MAX	0.000	-162.725	-305.983	0.000	0.000	0.000	348.543
25	USD_MAX	0.191	-162.725	-263.990	0.000	0.000	0.000	416.397
25	USD_MAX	0.382	-162.725	-221.997	0.000	0.000	0.000	477.883
25	USD_MAX	0.572	-162.725	-180.004	0.000	0.000	0.000	529.914
25	USD_MAX	0.763	-162.725	-138.011	0.000	0.000	0.000	572.489
25	USD_MIN	0.000	-411.237	-396.697	0.000	0.000	0.000	145.827
25	USD_MIN	0.191	-411.237	-347.126	0.000	0.000	0.000	205.924
25	USD_MIN	0.382	-411.237	-297.555	0.000	0.000	0.000	258.011
25	USD_MIN	0.572	-411.237	-247.984	0.000	0.000	0.000	302.088
25	USD_MIN	0.763	-411.237	-198.413	0.000	0.000	0.000	336.044
26	USD_MAX	0.000	-162.725	-138.011	0.000	0.000	0.000	572.489
26	USD_MAX	0.191	-162.725	-94.664	0.000	0.000	0.000	605.646
26	USD_MAX	0.382	-162.725	-51.105	0.000	0.000	0.000	629.322
26	USD_MAX	0.573	-162.725	-7.545	0.000	0.000	0.000	643.518
26	USD_MAX	0.764	-162.725	36.014	0.000	0.000	0.000	648.233
26	USD_MIN	0.000	-411.237	-198.413	0.000	0.000	0.000	336.044
26	USD_MIN	0.191	-411.237	-148.777	0.000	0.000	0.000	358.388
26	USD_MIN	0.382	-411.237	-99.141	0.000	0.000	0.000	372.702
26	USD_MIN	0.573	-411.237	-49.505	0.000	0.000	0.000	378.984
26	USD_MIN	0.764	-411.237	0.111	0.000	0.000	0.000	377.235
27	USD_MAX	0.000	-162.725	36.014	0.000	0.000	0.000	648.233
27	USD_MAX	0.191	-162.725	76.996	0.000	0.000	0.000	643.480
27	USD_MAX	0.382	-162.725	121.201	0.000	0.000	0.000	629.272
27	USD_MAX	0.572	-162.725	165.405	0.000	0.000	0.000	605.608
27	USD_MAX	0.763	-162.725	209.609	0.000	0.000	0.000	572.488
27	USD_MIN	0.000	-411.237	0.111	0.000	0.000	0.000	377.235
27	USD_MIN	0.191	-411.237	42.104	0.000	0.000	0.000	367.920
27	USD_MIN	0.382	-411.237	84.097	0.000	0.000	0.000	351.491
27	USD_MIN	0.572	-411.237	126.090	0.000	0.000	0.000	327.948
27	USD_MIN	0.763	-411.237	168.083	0.000	0.000	0.000	297.290
28	USD_MAX	0.000	-162.725	209.609	0.000	0.000	0.000	572.488
28	USD_MAX	0.191	-162.725	253.814	0.000	0.000	0.000	529.913
28	USD_MAX	0.382	-162.725	298.018	0.000	0.000	0.000	477.882
28	USD_MAX	0.572	-162.725	347.127	0.000	0.000	0.000	416.395
28	USD_MAX	0.763	-162.725	396.698	0.000	0.000	0.000	345.453
28	USD_MIN	0.000	-411.237	168.083	0.000	0.000	0.000	297.290
28	USD_MIN	0.191	-411.237	209.207	0.000	0.000	0.000	259.518
28	USD_MIN	0.382	-411.237	246.504	0.000	0.000	0.000	214.631
28	USD_MIN	0.572	-411.237	283.802	0.000	0.000	0.000	162.630
28	USD_MIN	0.763	-411.237	321.099	0.000	0.000	0.000	103.514
29	USD_MAX	0.000	-162.725	396.698	0.000	0.000	0.000	345.453
29	USD_MAX	0.191	-162.725	446.269	0.000	0.000	0.000	265.055
29	USD_MAX	0.382	-162.725	495.839	0.000	0.000	0.000	175.202
29	USD_MAX	0.572	-162.725	545.410	0.000	0.000	0.000	75.892
29	USD_MAX	0.763	-162.725	594.981	0.000	0.000	0.000	-32.872
29	USD_MIN	0.000	-411.237	321.099	0.000	0.000	0.000	103.514
29	USD_MIN	0.191	-411.237	358.396	0.000	0.000	0.000	37.284
29	USD_MIN	0.382	-411.237	395.694	0.000	0.000	0.000	-36.306
29	USD_MIN	0.572	-411.237	432.991	0.000	0.000	0.000	-117.878
29	USD_MIN	0.763	-411.237	470.288	0.000	0.000	0.000	-206.564
30	USD_MAX	0.000	-162.725	594.981	0.000	0.000	0.000	-32.872
30	USD_MAX	0.100	-162.725	620.969	0.000	0.000	0.000	-91.730
30	USD_MAX	0.200	-162.725	646.956	0.000	0.000	0.000	-145.435
30	USD_MAX	0.300	-162.725	672.943	0.000	0.000	0.000	-201.342

30	USD_MAX	0.400	-162.725	698.931	0.000	0.000	0.000	-259.450
30	USD_MIN	0.000	-411.237	470.288	0.000	0.000	0.000	-206.564
30	USD_MIN	0.100	-411.237	489.841	0.000	0.000	0.000	-255.900
30	USD_MIN	0.200	-411.237	509.394	0.000	0.000	0.000	-315.573
30	USD_MIN	0.300	-411.237	528.947	0.000	0.000	0.000	-377.691
30	USD_MIN	0.400	-411.237	548.500	0.000	0.000	0.000	-442.126

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1	WSD_MAX	0.125	-114.994	-397.424	0.000	0.000	0.000	-226.410
1	WSD_MAX	0.319	-114.994	-400.747	0.000	0.000	0.000	-141.785
1	WSD_MAX	0.513	-114.994	-404.070	0.000	0.000	0.000	-56.515
1	WSD_MAX	0.706	-114.994	-407.393	0.000	0.000	0.000	29.398
1	WSD_MAX	0.900	-114.994	-410.716	0.000	0.000	0.000	115.955
1	WSD_MIN	0.125	-280.705	-438.554	0.000	0.000	0.000	-347.678
1	WSD_MIN	0.319	-280.705	-441.876	0.000	0.000	0.000	-264.310
1	WSD_MIN	0.513	-280.705	-445.199	0.000	0.000	0.000	-180.299
1	WSD_MIN	0.706	-280.705	-448.522	0.000	0.000	0.000	-95.643
1	WSD_MIN	0.900	-280.705	-451.845	0.000	0.000	0.000	-10.344
2	WSD_MAX	0.000	-114.994	-266.247	0.000	0.000	0.000	115.955
2	WSD_MAX	0.183	-114.994	-269.377	0.000	0.000	0.000	169.150
2	WSD_MAX	0.365	-114.994	-272.507	0.000	0.000	0.000	222.916
2	WSD_MAX	0.548	-114.994	-275.637	0.000	0.000	0.000	277.254
2	WSD_MAX	0.730	-114.994	-278.766	0.000	0.000	0.000	332.163
2	WSD_MIN	0.000	-280.705	-293.961	0.000	0.000	0.000	-10.344
2	WSD_MIN	0.183	-280.705	-297.091	0.000	0.000	0.000	43.478
2	WSD_MIN	0.365	-280.705	-300.220	0.000	0.000	0.000	97.872
2	WSD_MIN	0.548	-280.705	-303.350	0.000	0.000	0.000	152.837
2	WSD_MIN	0.730	-280.705	-306.480	0.000	0.000	0.000	208.373
3	WSD_MAX	0.000	-114.994	-154.717	0.000	0.000	0.000	332.163
3	WSD_MAX	0.183	-114.994	-157.847	0.000	0.000	0.000	363.111
3	WSD_MAX	0.365	-114.994	-160.977	0.000	0.000	0.000	394.630
3	WSD_MAX	0.548	-114.994	-164.106	0.000	0.000	0.000	426.720
3	WSD_MAX	0.730	-114.994	-167.236	0.000	0.000	0.000	459.381
3	WSD_MIN	0.000	-280.705	-177.558	0.000	0.000	0.000	208.373
3	WSD_MIN	0.183	-280.705	-180.688	0.000	0.000	0.000	241.063
3	WSD_MIN	0.365	-280.705	-183.818	0.000	0.000	0.000	274.324
3	WSD_MIN	0.548	-280.705	-186.948	0.000	0.000	0.000	304.067
3	WSD_MIN	0.730	-280.705	-190.078	0.000	0.000	0.000	334.302
4	WSD_MAX	0.000	-114.994	-46.947	0.000	0.000	0.000	459.381
4	WSD_MAX	0.183	-114.994	-50.077	0.000	0.000	0.000	469.015
4	WSD_MAX	0.365	-114.994	-53.207	0.000	0.000	0.000	479.221
4	WSD_MAX	0.548	-114.994	-56.337	0.000	0.000	0.000	489.997
4	WSD_MAX	0.730	-114.994	-59.467	0.000	0.000	0.000	501.345
4	WSD_MIN	0.000	-280.705	-64.988	0.000	0.000	0.000	334.302
4	WSD_MIN	0.183	-280.705	-68.118	0.000	0.000	0.000	343.155
4	WSD_MIN	0.365	-280.705	-71.248	0.000	0.000	0.000	352.580
4	WSD_MIN	0.548	-280.705	-74.378	0.000	0.000	0.000	362.576
4	WSD_MIN	0.730	-280.705	-77.508	0.000	0.000	0.000	373.143
5	WSD_MAX	0.000	-114.994	64.871	0.000	0.000	0.000	501.345
5	WSD_MAX	0.182	-114.994	61.746	0.000	0.000	0.000	490.010
5	WSD_MAX	0.365	-114.994	58.620	0.000	0.000	0.000	479.245
5	WSD_MAX	0.547	-114.994	55.494	0.000	0.000	0.000	469.050
5	WSD_MAX	0.729	-114.994	52.369	0.000	0.000	0.000	459.424
5	WSD_MIN	0.000	-280.705	46.832	0.000	0.000	0.000	373.143
5	WSD_MIN	0.182	-280.705	43.707	0.000	0.000	0.000	362.588
5	WSD_MIN	0.365	-280.705	40.581	0.000	0.000	0.000	352.603
5	WSD_MIN	0.547	-280.705	37.456	0.000	0.000	0.000	343.187
5	WSD_MIN	0.729	-280.705	34.330	0.000	0.000	0.000	334.341
6	WSD_MAX	0.000	-114.994	183.597	0.000	0.000	0.000	459.424
6	WSD_MAX	0.183	-114.994	180.467	0.000	0.000	0.000	426.758
6	WSD_MAX	0.365	-114.994	177.337	0.000	0.000	0.000	394.663
6	WSD_MAX	0.548	-114.994	174.207	0.000	0.000	0.000	363.139
6	WSD_MAX	0.730	-114.994	171.077	0.000	0.000	0.000	332.186

6	WSD_MIN	0.000	-280.705	160.764	0.000	0.000	0.000	334.341
6	WSD_MIN	0.183	-280.705	157.634	0.000	0.000	0.000	304.102
6	WSD_MIN	0.365	-280.705	154.504	0.000	0.000	0.000	274.434
6	WSD_MIN	0.548	-280.705	151.374	0.000	0.000	0.000	245.337
6	WSD_MIN	0.730	-280.705	148.244	0.000	0.000	0.000	216.811
7	WSD_MAX	0.000	-114.994	306.501	0.000	0.000	0.000	332.186
7	WSD_MAX	0.183	-114.994	303.371	0.000	0.000	0.000	277.274
7	WSD_MAX	0.365	-114.994	300.241	0.000	0.000	0.000	222.932
7	WSD_MAX	0.548	-114.994	297.112	0.000	0.000	0.000	172.144
7	WSD_MAX	0.730	-114.994	293.982	0.000	0.000	0.000	122.741
7	WSD_MIN	0.000	-280.705	278.786	0.000	0.000	0.000	216.811
7	WSD_MIN	0.183	-280.705	275.656	0.000	0.000	0.000	166.218
7	WSD_MIN	0.365	-280.705	272.526	0.000	0.000	0.000	116.196
7	WSD_MIN	0.548	-280.705	269.396	0.000	0.000	0.000	66.746
7	WSD_MIN	0.730	-280.705	266.266	0.000	0.000	0.000	17.867
8	WSD_MAX	0.000	-114.994	451.857	0.000	0.000	0.000	122.741
8	WSD_MAX	0.194	-114.994	448.534	0.000	0.000	0.000	41.817
8	WSD_MAX	0.388	-114.994	445.211	0.000	0.000	0.000	-38.463
8	WSD_MAX	0.581	-114.994	441.888	0.000	0.000	0.000	-118.099
8	WSD_MAX	0.775	-114.994	438.566	0.000	0.000	0.000	-197.091
8	WSD_MIN	0.000	-280.705	410.727	0.000	0.000	0.000	17.867
8	WSD_MIN	0.194	-280.705	407.404	0.000	0.000	0.000	-62.435
8	WSD_MIN	0.388	-280.705	404.081	0.000	0.000	0.000	-149.016
8	WSD_MIN	0.581	-280.705	400.758	0.000	0.000	0.000	-234.954
8	WSD_MIN	0.775	-280.705	397.436	0.000	0.000	0.000	-320.248
9	WSD_MAX	0.200	-531.999	-117.673	0.000	0.000	0.000	-255.985
9	WSD_MAX	0.525	-527.221	-99.370	0.000	0.000	0.000	-220.728
9	WSD_MAX	0.850	-522.444	-81.517	0.000	0.000	0.000	-160.097
9	WSD_MIN	0.200	-586.324	-269.591	0.000	0.000	0.000	-344.912
9	WSD_MIN	0.525	-581.547	-232.986	0.000	0.000	0.000	-263.268
9	WSD_MIN	0.850	-576.769	-197.280	0.000	0.000	0.000	-195.709
10	WSD_MAX	0.200	-531.999	-104.210	0.000	0.000	0.000	-225.795
10	WSD_MAX	0.525	-527.222	-87.050	0.000	0.000	0.000	-194.727
10	WSD_MAX	0.850	-522.444	-70.341	0.000	0.000	0.000	-144.142
10	WSD_MIN	0.200	-586.325	-257.731	0.000	0.000	0.000	-321.097
10	WSD_MIN	0.525	-581.548	-221.126	0.000	0.000	0.000	-243.307
10	WSD_MIN	0.850	-576.770	-185.420	0.000	0.000	0.000	-191.348
11	WSD_MAX	0.000	-522.444	-81.517	0.000	0.000	0.000	-160.097
11	WSD_MAX	0.430	-516.123	-58.588	0.000	0.000	0.000	-94.884
11	WSD_MAX	0.860	-509.802	-36.447	0.000	0.000	0.000	-47.752
11	WSD_MIN	0.000	-576.769	-197.280	0.000	0.000	0.000	-195.709
11	WSD_MIN	0.430	-570.448	-151.422	0.000	0.000	0.000	-162.708
11	WSD_MIN	0.860	-564.127	-107.139	0.000	0.000	0.000	-140.847
12	WSD_MAX	0.000	-522.444	-70.341	0.000	0.000	0.000	-144.142
12	WSD_MAX	0.430	-516.123	-48.924	0.000	0.000	0.000	-84.003
12	WSD_MAX	0.860	-509.802	-28.295	0.000	0.000	0.000	-41.943
12	WSD_MIN	0.000	-576.770	-185.420	0.000	0.000	0.000	-191.348
12	WSD_MIN	0.430	-570.449	-139.562	0.000	0.000	0.000	-161.254
12	WSD_MIN	0.860	-564.128	-95.279	0.000	0.000	0.000	-140.850
13	WSD_MAX	0.000	-509.802	-36.447	0.000	0.000	0.000	-47.752
13	WSD_MAX	0.430	-503.481	-15.093	0.000	0.000	0.000	-18.022
13	WSD_MAX	0.860	-497.160	5.474	0.000	0.000	0.000	-5.017
13	WSD_MIN	0.000	-564.127	-107.139	0.000	0.000	0.000	-140.847
13	WSD_MIN	0.430	-557.806	-64.431	0.000	0.000	0.000	-129.795
13	WSD_MIN	0.860	-551.485	-23.299	0.000	0.000	0.000	-127.755
14	WSD_MAX	0.000	-509.802	-28.295	0.000	0.000	0.000	-41.943
14	WSD_MAX	0.430	-503.481	-8.453	0.000	0.000	0.000	-17.286
14	WSD_MAX	0.860	-497.160	10.601	0.000	0.000	0.000	-5.019
14	WSD_MIN	0.000	-564.128	-95.279	0.000	0.000	0.000	-140.850
14	WSD_MIN	0.430	-557.807	-52.571	0.000	0.000	0.000	-129.797
14	WSD_MIN	0.860	-551.486	-11.439	0.000	0.000	0.000	-127.757

15	WSD_MAX	0.000	-497.160	5.474	0.000	0.000	0.000	-5.017
15	WSD_MAX	0.430	-490.839	28.119	0.000	0.000	0.000	-5.832
15	WSD_MAX	0.860	-484.518	66.100	0.000	0.000	0.000	-21.045
15	WSD_MIN	0.000	-551.485	-23.299	0.000	0.000	0.000	-127.755
15	WSD_MIN	0.430	-545.164	16.258	0.000	0.000	0.000	-134.389
15	WSD_MIN	0.860	-538.843	37.483	0.000	0.000	0.000	-149.359
16	WSD_MAX	0.000	-497.160	10.601	0.000	0.000	0.000	-5.019
16	WSD_MAX	0.430	-490.839	37.009	0.000	0.000	0.000	-8.061
16	WSD_MAX	0.860	-484.518	71.966	0.000	0.000	0.000	-26.474
16	WSD_MIN	0.000	-551.486	-11.439	0.000	0.000	0.000	-127.757
16	WSD_MIN	0.430	-545.165	25.211	0.000	0.000	0.000	-134.391
16	WSD_MIN	0.860	-538.844	44.243	0.000	0.000	0.000	-149.361
17	WSD_MAX	0.000	-484.518	66.100	0.000	0.000	0.000	-21.045
17	WSD_MAX	0.430	-478.197	102.507	0.000	0.000	0.000	-52.253
17	WSD_MAX	0.860	-471.876	137.338	0.000	0.000	0.000	-98.776
17	WSD_MIN	0.000	-538.843	37.483	0.000	0.000	0.000	-149.359
17	WSD_MIN	0.430	-532.522	55.686	0.000	0.000	0.000	-172.325
17	WSD_MIN	0.860	-526.201	73.102	0.000	0.000	0.000	-202.950
18	WSD_MAX	0.000	-484.518	71.966	0.000	0.000	0.000	-26.474
18	WSD_MAX	0.430	-478.197	105.348	0.000	0.000	0.000	-59.580
18	WSD_MAX	0.860	-471.876	137.338	0.000	0.000	0.000	-106.701
18	WSD_MIN	0.000	-538.844	44.243	0.000	0.000	0.000	-149.361
18	WSD_MIN	0.430	-532.523	62.446	0.000	0.000	0.000	-172.327
18	WSD_MIN	0.860	-526.202	78.940	0.000	0.000	0.000	-202.952
19	WSD_MAX	0.000	-471.876	137.338	0.000	0.000	0.000	-98.776
19	WSD_MAX	0.430	-465.555	170.594	0.000	0.000	0.000	-159.938
19	WSD_MAX	0.860	-459.234	202.275	0.000	0.000	0.000	-235.061
19	WSD_MIN	0.000	-526.201	73.102	0.000	0.000	0.000	-202.950
19	WSD_MIN	0.430	-519.880	89.730	0.000	0.000	0.000	-240.893
19	WSD_MIN	0.860	-513.559	105.570	0.000	0.000	0.000	-285.818
20	WSD_MAX	0.000	-471.876	137.338	0.000	0.000	0.000	-106.701
20	WSD_MAX	0.430	-465.555	170.594	0.000	0.000	0.000	-167.161
20	WSD_MAX	0.860	-459.234	202.275	0.000	0.000	0.000	-240.281
20	WSD_MIN	0.000	-526.202	78.940	0.000	0.000	0.000	-202.952
20	WSD_MIN	0.430	-519.881	94.056	0.000	0.000	0.000	-240.896
20	WSD_MIN	0.860	-513.560	108.384	0.000	0.000	0.000	-285.820
21	WSD_MAX	0.000	-459.234	202.275	0.000	0.000	0.000	-235.061
21	WSD_MAX	0.200	-456.294	216.473	0.000	0.000	0.000	-274.569
21	WSD_MAX	0.400	-453.354	230.331	0.000	0.000	0.000	-306.169
21	WSD_MIN	0.000	-513.559	105.570	0.000	0.000	0.000	-285.818
21	WSD_MIN	0.200	-510.619	112.669	0.000	0.000	0.000	-311.831
21	WSD_MIN	0.400	-507.679	119.598	0.000	0.000	0.000	-356.517
22	WSD_MAX	0.000	-459.234	202.275	0.000	0.000	0.000	-240.281
22	WSD_MAX	0.200	-456.294	216.473	0.000	0.000	0.000	-278.415
22	WSD_MAX	0.400	-453.354	230.331	0.000	0.000	0.000	-319.072
22	WSD_MIN	0.000	-513.560	108.384	0.000	0.000	0.000	-285.820
22	WSD_MIN	0.200	-510.620	114.779	0.000	0.000	0.000	-315.548
22	WSD_MIN	0.400	-507.680	121.005	0.000	0.000	0.000	-358.566
23	WSD_MAX	0.400	-132.944	-389.539	0.000	0.000	0.000	-175.647
23	WSD_MAX	0.500	-132.944	-375.055	0.000	0.000	0.000	-134.444
23	WSD_MAX	0.600	-132.944	-360.571	0.000	0.000	0.000	-94.866
23	WSD_MAX	0.700	-132.944	-346.088	0.000	0.000	0.000	-56.911
23	WSD_MAX	0.800	-132.944	-331.604	0.000	0.000	0.000	-20.581
23	WSD_MIN	0.400	-257.023	-436.831	0.000	0.000	0.000	-266.307
23	WSD_MIN	0.500	-257.023	-420.589	0.000	0.000	0.000	-223.436
23	WSD_MIN	0.600	-257.023	-404.347	0.000	0.000	0.000	-182.190
23	WSD_MIN	0.700	-257.023	-388.105	0.000	0.000	0.000	-142.567
23	WSD_MIN	0.800	-257.023	-371.863	0.000	0.000	0.000	-104.569
24	WSD_MAX	0.000	-132.944	-331.604	0.000	0.000	0.000	-20.581
24	WSD_MAX	0.191	-132.944	-303.976	0.000	0.000	0.000	44.214
24	WSD_MAX	0.382	-132.944	-276.349	0.000	0.000	0.000	103.100

24	WSD_MAX	0.572	-132.944	-248.721	0.000	0.000	0.000	156.076
24	WSD_MAX	0.763	-132.944	-221.093	0.000	0.000	0.000	203.143
24	WSD_MIN	0.000	-257.023	-371.863	0.000	0.000	0.000	-104.569
24	WSD_MIN	0.191	-257.023	-340.881	0.000	0.000	0.000	-36.591
24	WSD_MIN	0.382	-257.023	-309.899	0.000	0.000	0.000	19.912
24	WSD_MIN	0.572	-257.023	-278.917	0.000	0.000	0.000	69.991
24	WSD_MIN	0.763	-257.023	-247.935	0.000	0.000	0.000	114.799
25	WSD_MAX	0.000	-132.944	-221.093	0.000	0.000	0.000	203.143
25	WSD_MAX	0.191	-132.944	-193.466	0.000	0.000	0.000	244.299
25	WSD_MAX	0.382	-132.944	-165.558	0.000	0.000	0.000	281.872
25	WSD_MAX	0.572	-132.944	-134.576	0.000	0.000	0.000	314.391
25	WSD_MAX	0.763	-132.944	-103.595	0.000	0.000	0.000	341.001
25	WSD_MIN	0.000	-257.023	-247.935	0.000	0.000	0.000	114.799
25	WSD_MIN	0.191	-257.023	-216.954	0.000	0.000	0.000	154.338
25	WSD_MIN	0.382	-257.023	-185.972	0.000	0.000	0.000	188.606
25	WSD_MIN	0.572	-257.023	-154.990	0.000	0.000	0.000	217.605
25	WSD_MIN	0.763	-257.023	-124.008	0.000	0.000	0.000	241.334
26	WSD_MAX	0.000	-132.944	-103.595	0.000	0.000	0.000	341.001
26	WSD_MAX	0.191	-132.944	-72.572	0.000	0.000	0.000	361.724
26	WSD_MAX	0.382	-132.944	-41.550	0.000	0.000	0.000	376.521
26	WSD_MAX	0.573	-132.944	-10.527	0.000	0.000	0.000	385.394
26	WSD_MAX	0.764	-132.944	20.495	0.000	0.000	0.000	388.341
26	WSD_MIN	0.000	-257.023	-124.008	0.000	0.000	0.000	241.334
26	WSD_MIN	0.191	-257.023	-92.986	0.000	0.000	0.000	259.813
26	WSD_MIN	0.382	-257.023	-61.963	0.000	0.000	0.000	273.009
26	WSD_MIN	0.573	-257.023	-30.941	0.000	0.000	0.000	280.920
26	WSD_MIN	0.764	-257.023	0.073	0.000	0.000	0.000	283.548
27	WSD_MAX	0.000	-132.944	20.495	0.000	0.000	0.000	388.341
27	WSD_MAX	0.191	-132.944	48.123	0.000	0.000	0.000	385.370
27	WSD_MAX	0.382	-132.944	75.750	0.000	0.000	0.000	376.490
27	WSD_MAX	0.572	-132.944	103.378	0.000	0.000	0.000	361.700
27	WSD_MAX	0.763	-132.944	131.006	0.000	0.000	0.000	341.000
27	WSD_MIN	0.000	-257.023	0.073	0.000	0.000	0.000	283.548
27	WSD_MIN	0.191	-257.023	27.700	0.000	0.000	0.000	280.899
27	WSD_MIN	0.382	-257.023	55.328	0.000	0.000	0.000	272.981
27	WSD_MIN	0.572	-257.023	82.956	0.000	0.000	0.000	259.792
27	WSD_MIN	0.763	-257.023	110.583	0.000	0.000	0.000	241.333
28	WSD_MAX	0.000	-132.944	131.006	0.000	0.000	0.000	341.000
28	WSD_MAX	0.191	-132.944	158.633	0.000	0.000	0.000	314.391
28	WSD_MAX	0.382	-132.944	186.261	0.000	0.000	0.000	281.871
28	WSD_MAX	0.572	-132.944	216.954	0.000	0.000	0.000	243.442
28	WSD_MAX	0.763	-132.944	247.936	0.000	0.000	0.000	199.103
28	WSD_MIN	0.000	-257.023	110.583	0.000	0.000	0.000	241.333
28	WSD_MIN	0.191	-257.023	138.211	0.000	0.000	0.000	216.999
28	WSD_MIN	0.382	-257.023	165.839	0.000	0.000	0.000	184.104
28	WSD_MIN	0.572	-257.023	193.466	0.000	0.000	0.000	145.940
28	WSD_MIN	0.763	-257.023	221.094	0.000	0.000	0.000	102.506
29	WSD_MAX	0.000	-132.944	247.936	0.000	0.000	0.000	199.103
29	WSD_MAX	0.191	-132.944	278.918	0.000	0.000	0.000	148.854
29	WSD_MAX	0.382	-132.944	309.900	0.000	0.000	0.000	92.696
29	WSD_MAX	0.572	-132.944	340.881	0.000	0.000	0.000	30.628
29	WSD_MAX	0.763	-132.944	371.863	0.000	0.000	0.000	-37.350
29	WSD_MIN	0.000	-257.023	221.094	0.000	0.000	0.000	102.506
29	WSD_MIN	0.191	-257.023	248.722	0.000	0.000	0.000	53.801
29	WSD_MIN	0.382	-257.023	276.349	0.000	0.000	0.000	-0.173
29	WSD_MIN	0.572	-257.023	303.977	0.000	0.000	0.000	-59.417
29	WSD_MIN	0.763	-257.023	331.605	0.000	0.000	0.000	-123.931
30	WSD_MAX	0.000	-132.944	371.863	0.000	0.000	0.000	-37.350
30	WSD_MAX	0.100	-132.944	388.105	0.000	0.000	0.000	-75.349
30	WSD_MAX	0.200	-132.944	404.347	0.000	0.000	0.000	-114.971
30	WSD_MAX	0.300	-132.944	420.590	0.000	0.000	0.000	-156.218

30	WSD_MAX	0.400	-132.944	436.832	0.000	0.000	0.000	-199.089
30	WSD_MIN	0.000	-257.023	331.605	0.000	0.000	0.000	-123.931
30	WSD_MIN	0.100	-257.023	346.088	0.000	0.000	0.000	-159.858
30	WSD_MIN	0.200	-257.023	360.572	0.000	0.000	0.000	-197.233
30	WSD_MIN	0.300	-257.023	375.056	0.000	0.000	0.000	-236.057
30	WSD_MIN	0.400	-257.023	389.539	0.000	0.000	0.000	-276.329

9.2 지진시

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1	COMB1	0.125	-180.404	-238.837	0.000	0.000	0.000	-446.480
1	COMB1	0.319	-169.567	-242.160	0.000	0.000	0.000	-399.884
1	COMB1	0.513	-158.730	-245.483	0.000	0.000	0.000	-352.643
1	COMB1	0.706	-147.893	-248.806	0.000	0.000	0.000	-304.759
1	COMB1	0.900	-137.056	-252.129	0.000	0.000	0.000	-256.231
2	COMB1	0.000	-135.109	-195.893	0.000	0.000	0.000	-256.231
2	COMB1	0.183	-124.902	-199.023	0.000	0.000	0.000	-220.195
2	COMB1	0.365	-114.694	-202.153	0.000	0.000	0.000	-183.588
2	COMB1	0.548	-104.487	-205.283	0.000	0.000	0.000	-146.409
2	COMB1	0.730	-94.279	-208.413	0.000	0.000	0.000	-108.659
3	COMB1	0.000	-92.570	-162.222	0.000	0.000	0.000	-108.659
3	COMB1	0.183	-82.362	-165.352	0.000	0.000	0.000	-78.768
3	COMB1	0.365	-72.154	-168.482	0.000	0.000	0.000	-48.306
3	COMB1	0.548	-61.947	-171.612	0.000	0.000	0.000	-17.272
3	COMB1	0.730	-51.739	-174.742	0.000	0.000	0.000	14.332
4	COMB1	0.000	-50.051	-134.463	0.000	0.000	0.000	14.332
4	COMB1	0.183	-39.844	-137.593	0.000	0.000	0.000	39.158
4	COMB1	0.365	-29.636	-140.723	0.000	0.000	0.000	64.554
4	COMB1	0.548	-19.429	-143.853	0.000	0.000	0.000	90.521
4	COMB1	0.730	-9.221	-146.983	0.000	0.000	0.000	117.060
5	COMB1	0.000	-7.542	-112.381	0.000	0.000	0.000	117.060
5	COMB1	0.182	2.651	-115.507	0.000	0.000	0.000	137.826
5	COMB1	0.365	12.845	-118.632	0.000	0.000	0.000	159.162
5	COMB1	0.547	23.039	-121.758	0.000	0.000	0.000	181.068
5	COMB1	0.729	33.232	-124.883	0.000	0.000	0.000	203.543
6	COMB1	0.000	34.915	-94.073	0.000	0.000	0.000	203.543
6	COMB1	0.183	45.123	-97.203	0.000	0.000	0.000	220.997
6	COMB1	0.365	55.330	-100.333	0.000	0.000	0.000	239.022
6	COMB1	0.548	65.538	-103.462	0.000	0.000	0.000	257.618
6	COMB1	0.730	75.745	-106.592	0.000	0.000	0.000	276.786
7	COMB1	0.000	77.445	-76.309	0.000	0.000	0.000	276.786
7	COMB1	0.183	87.652	-79.438	0.000	0.000	0.000	290.998
7	COMB1	0.365	97.860	-82.568	0.000	0.000	0.000	305.781
7	COMB1	0.548	108.068	-85.698	0.000	0.000	0.000	321.135
7	COMB1	0.730	118.275	-88.828	0.000	0.000	0.000	337.061
8	COMB1	0.000	120.205	-50.634	0.000	0.000	0.000	337.061
8	COMB1	0.194	131.042	-53.957	0.000	0.000	0.000	347.193
8	COMB1	0.388	141.879	-57.280	0.000	0.000	0.000	357.969
8	COMB1	0.581	152.716	-60.603	0.000	0.000	0.000	369.389
8	COMB1	0.775	163.553	-63.925	0.000	0.000	0.000	381.452
9	COMB1	0.200	-292.012	-193.229	0.000	0.000	0.000	-437.375
9	COMB1	0.525	-272.049	-186.845	0.000	0.000	0.000	-375.480
9	COMB1	0.850	-252.085	-175.549	0.000	0.000	0.000	-316.458
10	COMB1	0.200	-3.796	176.292	0.000	0.000	0.000	354.139
10	COMB1	0.525	-14.205	169.907	0.000	0.000	0.000	297.749
10	COMB1	0.850	-24.614	158.612	0.000	0.000	0.000	244.232
11	COMB1	0.000	-270.625	-191.827	0.000	0.000	0.000	-316.458
11	COMB1	0.430	-244.211	-169.550	0.000	0.000	0.000	-238.470
11	COMB1	0.860	-217.798	-139.102	0.000	0.000	0.000	-171.817
12	COMB1	0.000	-41.904	185.252	0.000	0.000	0.000	244.232
12	COMB1	0.430	-55.675	162.974	0.000	0.000	0.000	169.070
12	COMB1	0.860	-69.447	132.526	0.000	0.000	0.000	105.245
13	COMB1	0.000	-236.560	-178.002	0.000	0.000	0.000	-171.817
13	COMB1	0.430	-210.146	-139.618	0.000	0.000	0.000	-103.253
13	COMB1	0.860	-183.732	-93.529	0.000	0.000	0.000	-52.850

14	COMB1	0.000	-86.864	189.674	0.000	0.000	0.000	105.245
14	COMB1	0.430	-100.636	151.289	0.000	0.000	0.000	31.662
14	COMB1	0.860	-114.408	105.201	0.000	0.000	0.000	-23.760
15	COMB1	0.000	-202.592	-161.642	0.000	0.000	0.000	-52.850
15	COMB1	0.430	-176.178	-108.109	0.000	0.000	0.000	5.404
15	COMB1	0.860	-149.764	-47.393	0.000	0.000	0.000	39.095
16	COMB1	0.000	-131.872	196.707	0.000	0.000	0.000	-23.760
16	COMB1	0.430	-145.643	143.175	0.000	0.000	0.000	-97.092
16	COMB1	0.860	-159.415	82.459	0.000	0.000	0.000	-145.860
17	COMB1	0.000	-168.705	-146.590	0.000	0.000	0.000	39.095
17	COMB1	0.430	-142.291	-78.966	0.000	0.000	0.000	87.827
17	COMB1	0.860	-115.878	-4.710	0.000	0.000	0.000	106.055
18	COMB1	0.000	-176.946	207.111	0.000	0.000	0.000	-145.860
18	COMB1	0.430	-190.718	139.486	0.000	0.000	0.000	-220.616
18	COMB1	0.860	-204.489	65.230	0.000	0.000	0.000	-264.868
19	COMB1	0.000	-134.884	-133.125	0.000	0.000	0.000	106.055
19	COMB1	0.430	-108.470	-52.534	0.000	0.000	0.000	146.188
19	COMB1	0.860	-82.057	34.097	0.000	0.000	0.000	150.368
20	COMB1	0.000	-222.109	216.873	0.000	0.000	0.000	-264.868
20	COMB1	0.430	-235.880	136.282	0.000	0.000	0.000	-341.013
20	COMB1	0.860	-249.652	49.651	0.000	0.000	0.000	-381.204
21	COMB1	0.000	-100.448	-113.590	0.000	0.000	0.000	150.368
21	COMB1	0.200	-88.162	-71.306	0.000	0.000	0.000	168.877
21	COMB1	0.400	-75.877	-27.847	0.000	0.000	0.000	178.812
22	COMB1	0.000	-266.761	211.475	0.000	0.000	0.000	-381.204
22	COMB1	0.200	-273.167	169.191	0.000	0.000	0.000	-419.291
22	COMB1	0.400	-279.572	125.732	0.000	0.000	0.000	-448.802
23	COMB1	0.400	78.551	-54.365	0.000	0.000	0.000	206.056
23	COMB1	0.500	66.856	-39.002	0.000	0.000	0.000	210.725
23	COMB1	0.600	55.161	-23.640	0.000	0.000	0.000	213.857
23	COMB1	0.700	43.466	-8.277	0.000	0.000	0.000	215.453
23	COMB1	0.800	31.771	7.086	0.000	0.000	0.000	215.512
24	COMB1	0.000	86.228	-63.093	0.000	0.000	0.000	215.512
24	COMB1	0.191	63.919	-33.789	0.000	0.000	0.000	224.752
24	COMB1	0.382	41.611	-4.484	0.000	0.000	0.000	228.402
24	COMB1	0.572	19.303	24.821	0.000	0.000	0.000	226.463
24	COMB1	0.763	-3.006	54.126	0.000	0.000	0.000	218.933
25	COMB1	0.000	50.182	-23.096	0.000	0.000	0.000	218.933
25	COMB1	0.191	27.874	6.208	0.000	0.000	0.000	220.544
25	COMB1	0.382	5.566	35.513	0.000	0.000	0.000	216.565
25	COMB1	0.572	-16.743	64.818	0.000	0.000	0.000	206.996
25	COMB1	0.763	-39.051	94.123	0.000	0.000	0.000	191.837
26	COMB1	0.000	14.139	14.789	0.000	0.000	0.000	191.837
26	COMB1	0.191	-8.198	44.132	0.000	0.000	0.000	186.210
26	COMB1	0.382	-30.536	73.476	0.000	0.000	0.000	174.978
26	COMB1	0.573	-52.874	102.819	0.000	0.000	0.000	158.142
26	COMB1	0.764	-75.211	132.162	0.000	0.000	0.000	135.701
27	COMB1	0.000	-22.033	56.521	0.000	0.000	0.000	135.701
27	COMB1	0.191	-44.341	85.825	0.000	0.000	0.000	122.125
27	COMB1	0.382	-66.650	115.130	0.000	0.000	0.000	102.959
27	COMB1	0.572	-88.958	144.435	0.000	0.000	0.000	78.203
27	COMB1	0.763	-111.266	173.739	0.000	0.000	0.000	47.857
28	COMB1	0.000	-58.113	105.945	0.000	0.000	0.000	47.857
28	COMB1	0.191	-80.422	135.250	0.000	0.000	0.000	24.853
28	COMB1	0.382	-102.730	164.554	0.000	0.000	0.000	-3.741
28	COMB1	0.572	-125.038	193.859	0.000	0.000	0.000	-37.924
28	COMB1	0.763	-147.347	223.164	0.000	0.000	0.000	-77.698
29	COMB1	0.000	-94.233	164.806	0.000	0.000	0.000	-77.698
29	COMB1	0.191	-116.541	194.111	0.000	0.000	0.000	-111.930
29	COMB1	0.382	-138.850	223.416	0.000	0.000	0.000	-151.751
29	COMB1	0.572	-161.158	252.720	0.000	0.000	0.000	-197.163

29	COMB1	0.763	-183.466	282.025	0.000	0.000	0.000	-248.164
30	COMB1	0.000	-129.123	229.799	0.000	0.000	0.000	-248.164
30	COMB1	0.100	-140.819	245.162	0.000	0.000	0.000	-271.912
30	COMB1	0.200	-152.514	260.525	0.000	0.000	0.000	-297.196
30	COMB1	0.300	-164.209	275.887	0.000	0.000	0.000	-324.017
30	COMB1	0.400	-175.904	291.250	0.000	0.000	0.000	-352.374

10. 단면력 요약

(1) 평상시 단면력 집계

구분	위치	부재	극한하중			사용하중	비고
			Mu(kN · m)	Su(kN)	Pu(kN)	M(kN · m)	
상부슬래브	단부	23, 30	442.13	698.93	-	276.33	
	중앙부	26, 27	648.23	198.41	-	388.34	
벽체	상단부 (축력최대)	21, 22	463.66	133.25	821.70	285.82	
	상단부 (모멘트최대)	21, 22	573.71	148.40	812.29	358.57	
	중앙부 (축력최대)	15, 16	250.88	23.73	882.38	127.76	(외측)
	중앙부 (모멘트최대)	15, 16	284.51	56.62	862.15	149.36	(외측)
	하단부 (축력최대)	9, 10	513.75	417.80	938.12	321.10	
	하단부 (모멘트최대)	9, 10	551.86	436.44	938.12	344.91	
하부슬래브	단부	1, 8	556.29	722.97	-	347.68	
	중앙부	4, 5	836.23	124.01	-	501.35	

(2) 지진시 단면력 집계

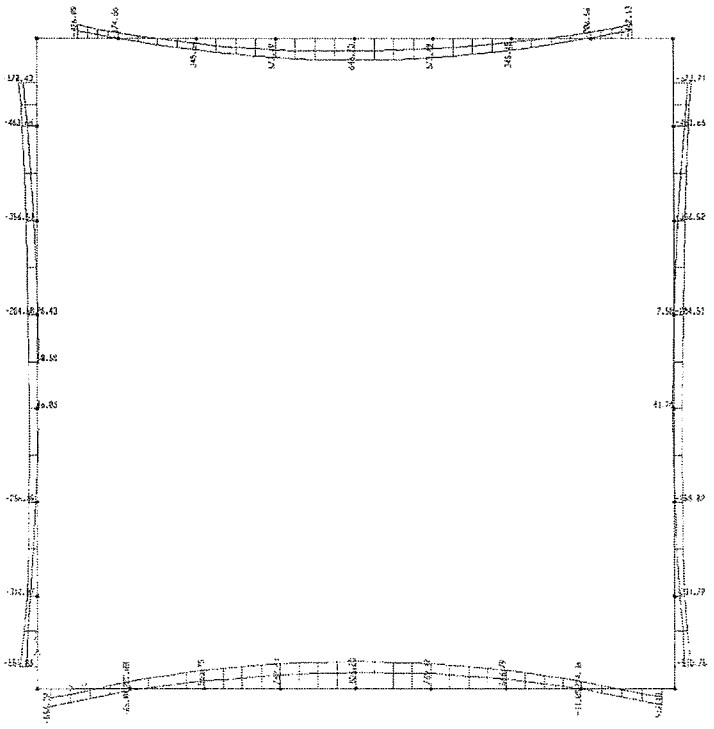
구분	위치	부재	지진하중			비고
			Me(kN · m)	Se(kN)	Pe(kN)	
상부슬래브	단부	23, 30	352.37	291.25		
	중앙부	26, 27	191.84	132.16		
벽체	내측부인장 (상단)	21, 22	178.81	27.85	75.88	(내측)
	상단부 (축력최대)	21, 22	448.80	125.73	279.57	
	상단부 (모멘트최대)	21, 22	448.80	125.73	279.57	
	중앙부 (축력최대)	15, 16	52.85	161.64	202.59	(외측)
	중앙부 (모멘트최대)	15, 16	145.86	82.46	159.41	(외측)
	하단부 (축력최대)	9, 10	437.38	193.23	292.01	
	하단부 (모멘트최대)	9, 10	437.38	193.23	292.01	
	내측부인장 (하단)	9, 10	354.14	176.29	3.80	
하부슬래브	단부	1, 8	446.48	193.23		
	중앙부	4, 5	203.54	252.13		

(3) 적용 단면력 집계

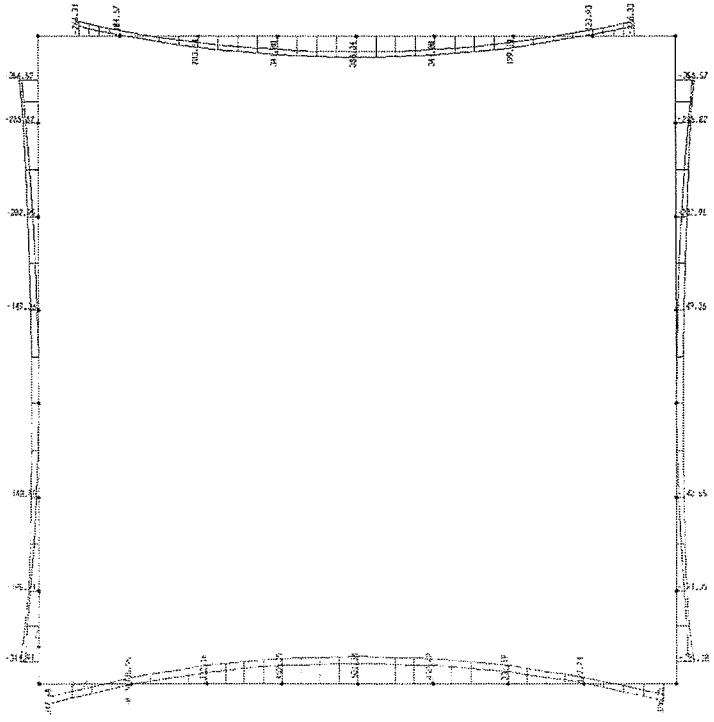
구분	위치	부재	극한하중(지진시 포함)			사용하중	비고
			Mu(kN·m)	Su(kN)	Pu(kN)	M(kN·m)	
상부슬래브	단부	23, 30	442.13	698.93	-	276.33	
	중앙부	26, 27	648.23	198.41	-	388.34	
벽체	내측부인장(상단)	21, 22	178.81	27.85	75.88	178.81	(내측)
	상단부(축력최대)	21, 22	463.66	133.25	821.70	285.82	
	상단부(모멘트최대)	21, 22	573.71	148.40	812.29	358.57	
	중앙부(축력최대)	15, 16	250.88	161.64	882.38	127.76	(외측)
	중앙부(모멘트최대)	15, 16	284.51	82.46	862.15	149.36	(외측)
	하단부(축력최대)	9, 10	513.75	417.80	938.12	321.10	
	하단부(모멘트최대)	9, 10	551.86	436.44	938.12	344.91	
	내측부인장(하단)	1, 8	354.14	176.29	3.80	354.14	
하부슬래브	단부	1, 8	556.29	722.97	-	347.68	
	중앙부	4, 5	836.23	252.13	-	501.35	

10. 단면력도

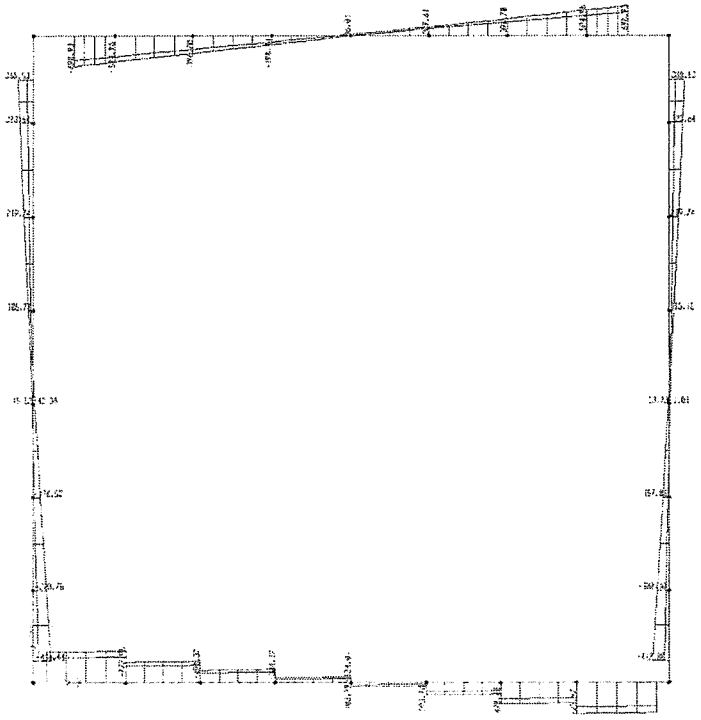
(1) 상시 - 극한하중 모멘트도



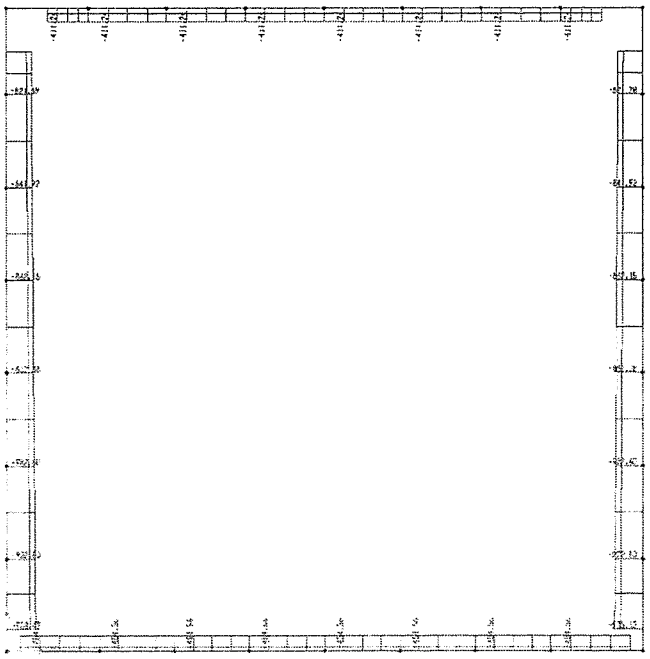
(2) 상시 - 사용하중 모멘트도



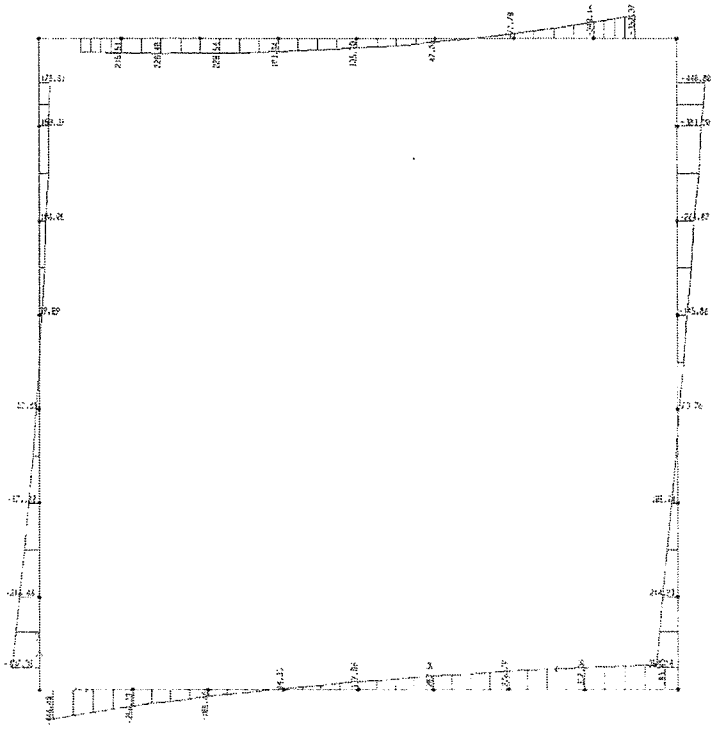
(3) 상시 - 극한하중 전단력도



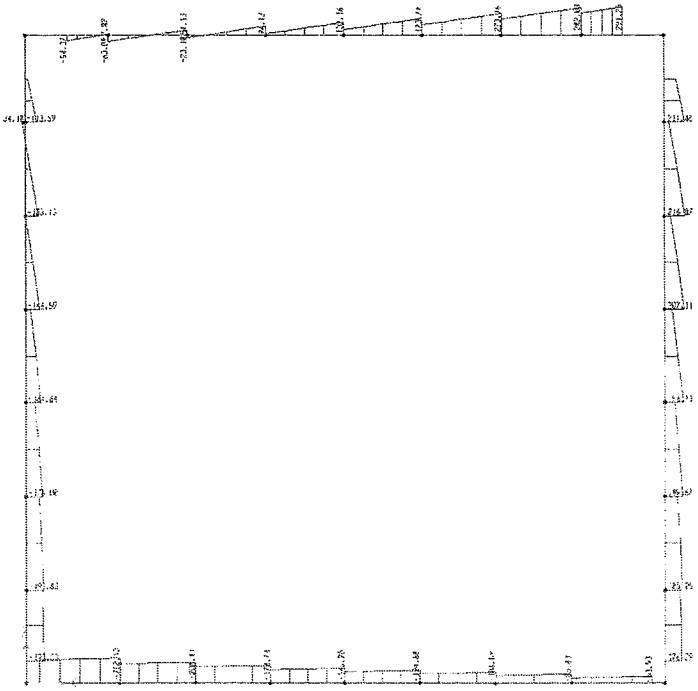
(4) 상시 - 극한하중 축력도



(5) 지진시 - 모멘트도



(6) 지진시 - 전단력도



12. 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	276.329
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	733.3	633.3	100.0	442.126	696.931

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

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 48.577 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02970 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 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 = 1988.098 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00489

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) = 1988.098 mm^2 As(min) = 2216.667 mm^2

4/3×As(req) = 2650.797 mm^2 ※ As = 2216.667 mm^2

사용철근량 = H22 × 8ea = 3096.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 678992414 N · mm

= 678.992 kN · m > 442.126 kN · m ----- ∴ O.K. [사용률 = 1.536]

* 전단력 검토

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

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (698.9 - 387.970) × 10^3 × 150.0 / (400.0 × 500.0 × 0.85)

= 274.377 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16 × 2 EA, 간격 s = 150.0 ㎜)

Øv · As = Øv · Av · fy · D / (s × B) = 450.160 kN

s = 150.0 ㎜ < Min (600, 0.5D) = 250.0 ㎜ ----- ∴ O.K.

Øv · Vn = Øv · Vc + Øv · Vs = 838.130 kN < Vu ----- ∴ O.K.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 276.329 × 1000000 / [3096.8 × (633.333333333333 - 145.44/3)]

= 152.569 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 3096.8/1000 + 7 × 3096.8/1000 × √[(1 + 2 × 1000 × 633.333333333333/(7 × 3096.8)]

= 145.440 ㎜

사용철근량 = 3096.800 $㎟^2$ (철근도심 : 100 ㎜)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 152.569) - 2.5 × 89 = 293.660 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 152.569) = 412.928 ㎜

Sa는 작은 값인 293.660 ㎜ 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 293.66 ㎜) ----- ∴ 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	388.341
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	600.0	500.0	100.0	648.233	198.413

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

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 80.615 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01256 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K.

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 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 = 3831.584 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.01028

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) = 3831.584 mm^2 As(min) = 1750.000 mm^2

4/3×As(req) = 5108.779 mm^2 ※ As = 3831.584 mm^2

사용철근량 = H29 × 8ea = 5139.200 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 850482611 N · mm

= 850.483 kN · m > 648.233 kN · m ----- ∴ O.K. [사용률 = 1.312]

* 전단력 검토

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

∴ 전단철근이 필요없음.

Req Av = 0.35×bw×s / fy = 0.35×1,000.0×0.0 / 400.0

= 0.000 ㎟

Use Av = 0.000 ㎟ (H0×0 EA, 간격 s = 0.0 mm) ≥ req.Av ----- ∴ O.K.

s = 0.0 mm < Min (600, 0.5D) = 250.0 mm ----- ∴ O.K.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 388.341 × 1000000 / [5139.2×(500 - 157.076/3)]

= 168.806 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 5139.2/1000 + 7 × 5139.2/1000 × √[(1 + 2×1000×500/(7×5139.2)]

= 157.076 mm

사용철근량 = 5139.200 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H29 @ 125 (= 5139.2 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 168.806) - 2.5 × 85.5 = 252.763 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 168.806) = 373.210 mm

Sa는 작은 값인 252.763 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 252.763 mm) ----- ∴ 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	347.678
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	700.0	600.0	100.0	556.285	722.971

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 600.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 63.586 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02067 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 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 = 2668.477 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00676

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) = 2668.477 mm^2 As(min) = 2100.000 mm^2

4/3×As(req) = 3557.969 mm^2 ※ As = 2668.477 mm^2

사용철근량 = H25 × 8ea = 4053.600 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 829182202 N · mm

= 829.182 kN · m > 556.285 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.491]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 465.564 kN

Vu > Φv x Vc ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Req Av = (723.0 - 465.564) × 10^3 × 150.0 / (400.0 × 600.0 × 0.85)

= 189.270 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16×2 EA, 간격 s = 150.0 mm)

Øv · As = Øv · Av · fy · D / (s × B) = 540.192 kN

s = 150.0 mm < Min (600, 0.5D) = 300.0 mm ----- ∴ O.K

Øv · Vn = Øv · Vc + Øv · Vs = 1005.756 kN < Vu ----- ∴ O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 347.678 × 1000000 / [4053.6 × (600 - 158.321/3)]

= 156.736 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 4053.6/1000 + 7 × 4053.6/1000 × √[(1 + 2 × 1000 × 600/(7 × 4053.6)]

= 158.321 mm

사용철근량 = 4053.600 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H25 @ 125 (= 4053.6 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 156.736) - 2.5 × 87.5 = 283.686 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 156.736) = 401.949 mm

Sa는 작은 값인 283.686 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 283.686 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	501.345
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	700.0	600.0	100.0	836.227	252.129

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 600.0 d1' = 100 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As×fy) / (0.85×fck×B) = 80.615 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01567 ≥ 0.004 ----- ∴ O.K

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

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Φf = 0.850 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 = 4090.100 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00857

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) = 4090.100 mm^2 As(min) = 2100.000 mm^2

4/3×As(req) = 5453.467 mm^2 ※ As = 4090.100 mm^2

사용철근량 = H29 × 8ea = 5139.200 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 1035493811 N · mm

= 1035.494 kN · m > 836.227 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.238]

* 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 465.564 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

Req Av = 0.35×bw×s / fy = 0.35×1,000.0×0.0 / 400.0

= 0.000 ㎟

Use Av = 0.000 ㎟ (H0×0 EA, 간격 s = 0.0 mm) ≥ req.Av ----- ∴ O.K

s = 0.0 mm < Min (600, 0.5D) = 300.0 mm ----- ∴ O.K

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 501.345 × 1000000 / [5139.2×(600 - 174.889/3)]

= 180.086 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 5139.2/1000 + 7 × 5139.2/1000 × √[(1 + 2×1000×600/(7×5139.2)]

= 174.889 mm

사용철근량 = 5139.200 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H29 @ 125 (= 5139.2 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 180.086) - 2.5 × 85.5 = 223.542 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 180.086) = 349.833 mm

Sa는 작은 값인 223.542 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 223.542 mm) ----- ∴ O.K.

⑤ 벽체 내측인장부

* 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	127.757
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	600.0	500.0	100.0	354.139	176.292

전단설계시 단면의 유효높이 ds = 500.0 d1' = 100.0 d2' = 0

* 휨모멘트 검토

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, Φf = 0.850 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 = 2032.221 mm^2

사용철근비 : Puse = As / (B × D) = 0.00619

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) = 2032.221 mm^2 As(min) = 1750.000 mm^2

4/3×As(req) = 2709.629 mm^2 ※ As = 2032.221 mm^2

사용철근량 = H22 × 8ea = 3096.800 ㎟ ----- ∴ O.K.

ⓑ 휨강도 검토

ØMn = Ø f · fy · As · (D - a/2) = 530346014 N · mm

= 530.346 kN · m > 354.139 kN · m ----- ∴ O.K [사용률 = 1.498]

* 전단력 검토

$\phi v \cdot Vc = \phi v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot d / 1000 =$ 387.970 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

▣ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

ⓐ 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 127.757 \times 1000000 / [3096.8 \times (500 - 127.143/3)]$

= 90.150 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 3096.8/1000 + 7 \times 3096.8/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 500/(7 \times 3096.8)]}$

= 127.143 mm

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 ㎟)

ⓑ 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 × (210 / 90.15) - 2.5 × 89 = 651.041 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 90.15) = 698.833 mm

Sa는 작은 값인 651.041 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 651.041 mm) ----- ∴ O.K.

⑤ 벽체 상단부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	821.70	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	463.66	(kN·m)
설계전단력	:	Vu	=	133.25	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	285.82	(kN.m)
부 재 높 이	:	H	=	733.3	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	= 30 MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	= 0.85
유효높이(휨)	:	d	=	633.3	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	= 0.70
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.85	,	e	= 564.27 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 30.968 cm^2

Asf = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0084) < Pmax (0.0800) ---------- O.K !!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 733.33 x 1000.00 = 18700000.000 N

Cs = As x fy = 1238720.00 N , Cs' = Asf x fy = 1238720.000 N

Xp = (18700000.00 x 366.7 + 1238720.0 x 100.0 + 1238720.0 x 633.3) / 21177440.000

= 366.667 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 380.000 mm, ab = k1 x cb = 323.000 mm

fs' = 600 x (380.000 - 100.0) / 380.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 323.000 x 1000 = 8236500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.9 x fck) = 1155106.400 N

Ts = As x fs = 1238720.000 N

Pb = 8236500.000 + 1155106.400 - 1238720.000 = 8152886.400 N

Mb = 8236500.000x(633.3-323.000/2)+1155106.400x(633.3-100.0)-8152886.400x(366.667-100.0)

= 2328208956.667 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 285.569 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 151.975 mm , a = k1 x c = 129.179 mm 사용

fs = 600 x (633.333 - 151.975) / 151.975 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (151.975 - 100.000) / 151.975 = 205.199 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 129.179 x 1000 = 3294064.627 N

Cs = 3096.800 x (205.199 - 0.85 x 30) = 556491.872 N

Ts = 3096.800 x 400.000 = 1238720.000 N

Pn = 3294064.627 + 556491.872 - 1238720.000 = 2611836.499 N

Mn' = 3294064.627 x (633.3 - 129.179 / 2) + 556491.872 x (633.3 - 100.0)

= 2170274600.144 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 830.937395 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 16815602.560 N ≥ Pn = 2611836.499

ΦPn = 1828285.549 < ΦPb = 5707020.480 , 0.1 x fck x Ag = 2200000.000

∴ Φ = [illegible]

ΦPn = 0.73 x 2611836.499 = 1906.641 kN ≥ Pu = 821.696 kN ------ O.K

ΦMn = ΦPn x 564.271 = 1075.862 kN.m ≥ Mu = 463.659 kN.m ------ O.K

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 419021.461 N

여기서 , Vu < 1/2φVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 285.82 \times 1000000 / [3096.8 \times (633.333333333333 - 145.44/3)]$

= 157.809 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 3096.8/1000 + 7 \times 3096.8/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 633.333333333333/(7 \times 3096.8)]}$

= 145.440 mm

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 mm^2)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 157.809) - 2.5 × 89 = 276.520 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 157.809) = 399.216 mm

Sa는 작은 값인 276.520 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 276.52 mm) ----- ∴ O.K.

⑥ 벽체 상단부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	812.29	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	573.71	(kN·m)	
설계전단력	:	Vu	=	148.40	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	358.57	(kN.m)	
부 재 높 이	:	H	=	733.3	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck}	=	30 MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.90	,	ϕ_v	=	0.85
유효높이(휨)	:	d	=	633.3	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc	=	0.70
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.85	,	e	=	706.28 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 30.968 cm^2

Asf = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0084) < Pmax (0.0800) ---------- O.K !

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 733.33 x 1000.00 = 18700000.000 N

Cs = As x fy = 1238720.00 N , Cs' = Asf x fy = 1238720.000 N

Xp = (18700000.00 x 366.7 + 1238720.0 x 100.0 + 1238720.0 x 633.3) / 21177440.000

= 366.667 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 380.000 mm, ab = k1 x cb = 323.000 mm

fs' = 600 x (380.000 - 100.0) / 380.0 = 400 Mpa (fs' ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 323.000 x 1000 = 8236500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 1159751.600 N

Ts = As x fs = 1238720.000 N

Pb = 8236500.000 + 1159751.600 - 1238720.000 = 8157531.600 N

Mb = 8236500.000x(633.3-323.000/2)+1159751.600x(633.3-100.0)-8157531.600x(366.667-100.0)

= 2329447676.667 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 285.558 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 125.839 mm , a = k1 x c = 106.963 mm 사용

fs = 600 x (633.333 - 125.839) / 125.839 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (125.839 - 100.000) / 125.839 = 123.201 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 106.963 x 1000 = 2727564.660 N

Cs = 3096.800 x (123.201 - 0.85 x 30) = 302560.573 N

Ts = 3096.800 x 400.000 = 1238720.000 N

Pn = 2727564.660 + 302560.573 - 1238720.000 = 1791405.233 N

Mn' = 2727564.660 x (633.3 - 106.963 / 2) + 302560.573 x (633.3 - 100.0)

= 1742948571.146 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 972.949573 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 16815602.560 N ≥ Pn = 1791405.233

ΦPn = 1253983.663 < ΦPb = 5710272.120 , 0.1 x fck x Ag = 2200000.000

∴ Φ = [illegible]

ΦPn = 0.76 x 1791405.233 = 1361.468 kN ≥ Pu = 812.288 kN ------ O.K

ΦMn = ΦPn x 706.283 = 961.582 kN.m ≥ Mu = 573.705 kN.m ------ O.K

○ 전단력 검토

ϕVc = 0.85 × 1/6 × (1 + Pu / (14 x Ag)) x √fck × bo × d = 418665.943 N

여기서 , Vu < 1/2ϕVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 358.566 × 1000000 / [3096.8×(633.333333333333 - 145.44/3)]

= 197.974 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7 × 3096.8/1000 + 7 × 3096.8/1000 × √[(1 + 2×1000×633.333333333333/(7×3096.8)]

= 145.440 mm

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 197.974) - 2.5 × 89 = 175.279 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 197.974) = 318.223 mm

Sa는 작은 값인 175.279 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 175.279 mm) ----- ∴ O.K.

⑦ 벽체 중앙부 - Pmax 일 경우 (외측)

설계축력	:	Pu	=	882.38	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	250.88	(kN·m)
설계전단력	:	Vu	=	161.64	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	127.76	(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	=	0.85	,	e =	284.32 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 30.968 cm^2

Asf = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0103) < Pmax (0.0800) ---------- O.K!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 600.00 x 1000.00 = 15300000.000 N

Cs = As x fy = 1238720.00 N , Cs' = Asf x fy = 1238720.000 N

Xp = (15300000.00 x 300.0 + 1238720.0 x 100.0 + 1238720.0 x 500.0) / 17777440.000

= 300.000 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 255.000 mm

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

Cc = 0.85 x 30 x 255.000 x 1000 = 6502500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 1159751.600 N

Ts = As x fs = 1238720.000 N

Pb = 6502500.000 + 1159751.600 - 1238720.000 = 6423531.600 N

Mb = 6502500.000x(500.0-255.000/2)+1159751.600x(500.0-100.0)-6423531.600x(300.000-100.0)

= 1601375570.000 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 249.298 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 254.782 mm , a = k1 x c = 216.565 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 254.782) / 254.782 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (254.782 - 100.000) / 254.782 = 364.5046 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 216.565 x 1000 = 5522399.850 N

Cs = 3096.800 x (364.505 - 0.85 x 30) = 1049829.312 N

Ts = 3096.800 x 400.000 = 1238720.000 N

Pn = 5522399.850 + 1049829.312 - 1238720.000 = 5333509.162 N

Mn' = 5522399.850 x (500.0 - 216.565 / 2) + 1049829.312 x (500.0 - 100.0)

= 2583153216.247 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 484.324275 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 14095602.560 N ≥ Pn = 5333509.162

ΦPn = 3733456.413 > ΦPb = 4496472.120 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = [illegible]

ΦPn = 0.70 x 5333509.162 = 3733.456 kN ≥ Pu = 882.378 kN ------ [illegible]

ΦMn = ΦPn x 284.324 = 1061.512 kN.m ≥ Mu = 250.881 kN.m ------ [illegible]

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bc \times d$ = 428724.455 N

여기서 , Vu < 1/2φVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 127.757 \times 1000000 / [3096.8 \times (500 - 127.143/3)]$

= 90.150 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 3096.8/1000 + 7 \times 3096.8/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 500/(7 \times 3096.8)]}$

= 127.143 mm

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 90.15) - 2.5 × 89 = 651.041 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 90.15) = 698.833 mm

Sa는 작은 값인 651.041 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 651.041 mm) ----- ∴ O.K.

⑧ 벽체 중앙부 - Mmax 일 경우 (외측)

설계축력	:	Pu	=	862.15	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	284.51	(kN·m)	
설계전단력	:	Vu	=	82.46	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	149.36	(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	=	0.85	,	e	=	330.00 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 30.968 cm^2

Asf = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0103) < Pmax (0.0800) ---------- O.K !

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 600.00 x 1000.00 = 15300000.000 N

Cs = As x fy = 1238720.00 N , Cs' = Asf x fy = 1238720.000 N

Xp = (15300000.00 x 300.0 + 1238720.0 x 100.0 + 1238720.0 x 500.0) / 17777440.000

= 300.000 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 255.000 mm

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

Cc = 0.85 x 30 x 255.000 x 1000 = 6502500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 1159751.600 N

Ts = As x fs = 1238720.000 N

Pb = 6502500.000 + 1159751.600 - 1238720.000 = 6423531.600 N

Mb = 6502500.000x(500.0-255.000/2)+1159751.600x(500.0-100.0)-6423531.600x(300.000-100.0)

= 1601375570.000 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 249.298 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 209.501 mm , a = k1 x c = 178.076 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 209.501) / 209.501 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (209.501 - 100.000) / 209.501 = 313.6057 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 178.076 x 1000 = 4540942.845 N

Cs = 3096.800 x (313.606 - 0.85 x 30) = 892205.832 N

Ts = 3096.800 x 400.000 = 1238720.000 N

Pn = 4540942.845 + 892205.832 - 1238720.000 = 4194428.677 N

Mn' = 4540942.845 x (500.0 - 178.076 / 2) + 892205.832 x (500.0 - 100.0)

= 2223036855.000 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 529.996561 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 14095602.560 N ≥ Pn = 4194428.677

ΦPn = 2936100.074 > ΦPb = 4496472.120 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = [illegible]

ΦPn = 0.70 x 4194428.677 = 2936.100 kN ≥ Pu = 862.151 kN ------ O.K

ΦMn = ΦPn x 329.997 = 968.903 kN.m ≥ Mu = 284.507 kN.m ------ O.K

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 427790.223 N

여기서 , Vu < 1/2φVc 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

fs = M / [As x (d - χ/3)]

= 149.361 × 1000000 / [3096.8×(500 - 127.143/3)]

= 105.395 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 3096.8/1000 + 7 \times 3096.8/1000 \times \sqrt{[(1 + 2\times1000\times500/(7\times3096.8)]}$

= 127.143 mm

사용철근량 = 3096.800 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H22 @ 125 (= 3096.8 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 105.395) - 2.5 × 89 = 524.690 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 105.395) = 597.752 mm

Sa는 작은 값인 524.690 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 524.69 mm) ----- ∴ O.K.

⑨ 벽체 하단부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	938.12	(kN) ,	설계모멘트	:	Mu	=	513.75	(kN · m)
설계전단력	:	Vu	=	417.80	(kN) ,	사용 모멘트	:	M	=	321.10	(kN.m)
부 재 높 이	:	H	=	600.0	(mm) ,	f_y	=	400	MPa	f_{ck} =	30 MPa
폭	:	b	=	1000	(mm) ,	ϕ_f	=	0.80	,	ϕ_v =	0.85
유효높이(휨)	:	d	=	500.0	(mm) ,	d'	=	100	(mm),	ϕc =	0.70
유효높이(전단)	:	d	=	500.0	(mm) ,	k_1	=	0.85	,	e =	547.64 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 25 @ 8 EA = 40.536 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 40.536 cm^2

Asf = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0119) < Pmax (0.0800) ---------- O.K !

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 600.00 x 1000.00 = 15300000.000 N

Cs = As x fy = 1621440.00 N , Cs' = Asf x fy = 1238720.000 N

Xp = (15300000.00 x 300.0 + 1621440.0 x 100.0 + 1238720.0 x 500.0) / 18160160.000

= 295.785 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 255.000 mm

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

Cc = 0.85 x 30 x 255.000 x 1000 = 6502500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 1159751.600 N

Ts = As x fs = 1621440.000 N

Pb = 6502500.000 + 1159751.600 - 1621440.000 = 6040811.600 N

Mb = 6502500.000x(500.0-255.000/2)+1159751.600x(500.0-100.0)-6040811.600x(295.785-100.0)

= 1703381233.505 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 281.979 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 151.946 mm , a = k1 x c = 129.154 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 151.946) / 151.946 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (151.946 - 100.000) / 151.946 = 205.1218 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 129.154 x 1000 = 3293420.880 N

Cs = 3096.800 x (205.122 - 0.85 x 30) = 556252.893 N

Ts = 4053.600 x 400.000 = 1621440.000 N

Pn = 3293420.880 + 556252.893 - 1621440.000 = 2228233.773 N

Mn' = 3293420.880 x (500.0 - 129.154 / 2) + 556252.893 x (500.0 - 100.0)

= 1656532752.112 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 743.427626 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 14382259.840 N ≥ Pn = 2228233.773

ΦPn = 1559763.641 < ΦPb = 4228568.120 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = [illegible]

ΦPn = 0.72 x 2228233.773 = 1604.328 kN ≥ Pu = 938.120 kN ------- O.K.

ΦMn = ΦPn x 547.643 = 878.598 kN.m ≥ Mu = 513.755 kN.m ------- O.K.

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 431299.025 N

여기서 , $1/2\phi Vc < Vu \leq \phi Vc$ 이므로 최소 전단 철근 필요

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

- 배근할 스터럽 : H 16 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm

Av(req)= 1.31㎠ < Av = 3.972 cm^2 O.K.

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 321.097 \times 1000000 / [4053.6 \times (500 - 142.447/3)]$

= 175.049 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 4053.6/1000 + 7 \times 4053.6/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 500/(7 \times 4053.6)]}$

= 142.447 mm

사용철근량 = 4053.600 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H25 @ 125 (= 4053.6 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 175.049) - 2.5 × 87.5 = 231.124 mm

300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 175.049) = 359.900 mm

Sa는 작은 값인 231.124 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 231.124 mm) ----- ∴ O.K.

⑩ 벽체 하단부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	Pu	=	938.12	(kN),	설계모멘트	:	Mu	=	551.86	(kN·m)	
설계전단력	:	Vu	=	436.44	(kN),	사용 모멘트	:	M	=	344.91	(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	=	0.85	,	e	=	588.26 (mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

As = H 25 @ 8 EA = 40.536 cm^2 , d1 = 10.0 cm

Σ = 40.536 cm^2

Asf = H 22 @ 8 EA = 30.968 cm^2 , d'1 = 10.0 cm

Pmin (0.0015) < Puse (0.0119) < Pmax (0.0800) ---------- O.K!!!

- 평형하중 산정

소성중심 계산

Cc = 0.85 x 30 x 600.00 x 1000.00 = 15300000.000 N

Cs = As x fy = 1621440.00 N , Cs' = Asf x fy = 1238720.000 N

Xp = (15300000.00 x 300.0 + 1621440.0 x 100.0 + 1238720.0 x 500.0) / 18160160.000

= 295.785 mm

- 평형상태 계산

Cb = 600 / (600 + fy) x d = 300.000 mm, ab = k1 x cb = 255.000 mm

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

Cc = 0.85 x 30 x 255.000 x 1000 = 6502500.000 N

Cs = As' x (fs' - 0.85 x fck) = 1159751.600 N

Ts = As x fs = 1621440.000 N

Pb = 6502500.000 + 1159751.600 - 1621440.000 = 6040811.600 N

Mb = 6502500.000x(500.0-255.000/2)+1159751.600x(500.0-100.0)-6040811.600x(295.785-100.0)

= 1703381233.505 N.mm

eb < e → 인장파괴 (eb = Mb / Pb = 281.979 mm)

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 c = 144.489 mm , a = k1 x c = 122.815 mm 사용

fs = 600 x (500.000 - 144.489) / 144.489 = 400 Mpa (fs ≤ fy)

fs' = 600 x (144.489 - 100.000) / 144.489 = 184.7429 Mpa (fs ≤ fy)

Cc = 0.85 x 30 x 122.815 x 1000 = 3131794.740 N

Cs = 3096.800 x (184.743 - 0.85 x 30) = 493143.414 N

Ts = 4053.600 x 400.000 = 1621440.000 N

Pn = 3131794.740 + 493143.414 - 1621440.000 = 2003498.154 N

Mn' = 3131794.740 x (500.0 - 122.815 / 2) + 493143.414 x (500.0 - 100.0)

= 1570838298.565 N.mm

- 편심오차 : | e' - Mn'/Pn | = 0.001 < 0.001 (e' = e + Xp - dc = 784.047209 mm)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

(max) Pn = 0.80 x { 0.85 fck x (Ag - Ast) + fy x Ast} 14382259.840 N ≥ Pn = 2003498.154

ΦPn = 1402448.708 < ΦPb = 4228568.120 , 0.1 x fck x Ag = 1800000.000

∴ Φ = 0.730

ΦPn = 0.73 x 2003498.154 = 1462.554 kN ≥ Pu = 938.119 kN ------- O.K !

ΦMn = ΦPn x 588.262 = 860.365 kN.m ≥ Mu = 551.860 kN.m ------- O.K !

○ 전단력 검토

$\phi Vc = 0.85 \times 1/6 \times (1 + Pu / (14 \times Ag)) \times \sqrt{fck} \times bo \times d$ = 431298.974 N

여기서 , Vu > ϕVc 이므로 전단철근보강이 필요함 !!!

- 계산된 스터럽 : $Av(req) = (Vu - \phi Vc)s/(\phi fy \cdot d)$ = = 0.045 cm^2

- 배근할 스터럽 : H 16 다리수: N = 2 스터럽 간격 : s = 15 cm

Av(req)= 0.05㎠ < Av = 3.972 cm^2 O.K !!

- $Vs = Av \cdot fy \cdot d / s$ = 529600.0 N < $Vsmax = (2\sqrt{fck}/3) \times bo \times d$ = 1825741.858 N O.K !!

- $\Phi Vn = \Phi(Vc + Vs)$ = 0.9 x (507410.558 + 529600.000) = 881.459 kN

> Vu = 436.444 kN O.K !!

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)]$

$= 344.912 \times 1000000 / [4053.6 \times (500 - 142.447/3)]$

= 188.032 Mpa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 4053.6/1000 + 7 \times 4053.6/1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 500/(7 \times 4053.6)]}$

= 142.447 mm

사용철근량 = 4053.600 mm^2 (철근도심 : 100 mm)

1단 H25 @ 125 (= 4053.6 ㎟)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x C = 375 × (210 / 188.032) - 2.5 × 87.5 = 200.061 mm

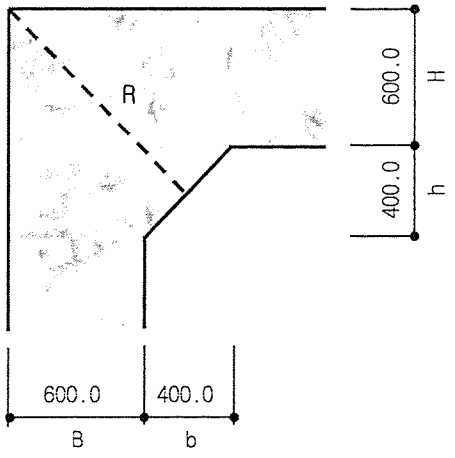
300 x (210 / fs) = 300 × (210 / 188.032) = 335.049 mm

Sa는 작은 값인 200.061 mm 를 적용

S = 125.00 ≤ Sa (= 200.061 mm) ----- ∴ O.K.

13. 우각부 검토

1) 상부 슬래브 외측인장시 절점부 보강



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(fsa)	:	180.0	MPa
사용 모멘트 Mo	:	276.33	kN · m

$R = \sqrt{2} \times b / (b+h) \times [B + h + (H \times h/b)]$

$= 1131.37$ mm

① 보강철근 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 276328900}{1131.37^2 \times 1000.0} = 1.079 \text{ MPa}$$

$f_{tmax} =$ 1.079 MPa > $f_{ta} =$ 0.712 MPa 이므로 보강철근 필요.

② 소요 철근량

외측인장에 대한 보강 필요철근량(Asf)

$$Asf = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 276328900}{1131.37 \times 180.0} = 2713.81 \text{ ㎟}$$

▶ 보강 As = Asf - 주철근사용 As = 2713.81 - 1548.4 = 1165.41 ㎟

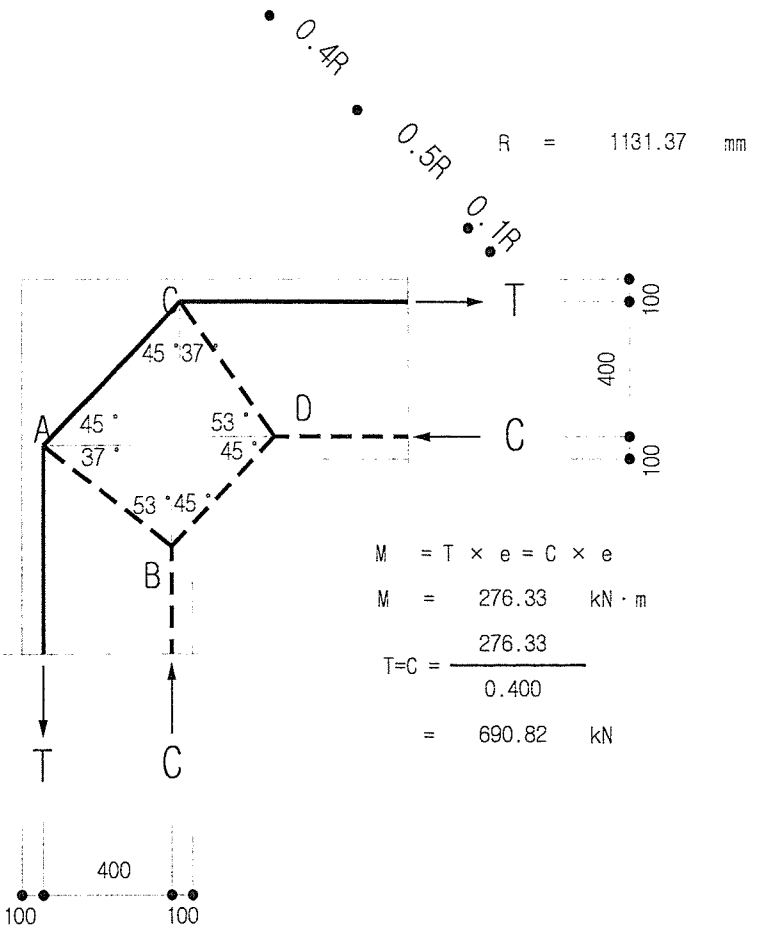
----- 우각부 보강철근 필요

외측인장에 대한 보강 사용철근량(As)

As = H22 @ 250 - 1 단 = 1548.40 ㎟

보강 As = 1165.41 ㎟ < As = 1548.40 ㎟ ----- ∴ O.K.

③ Strut-Tie 모델을 이용한 해석



▷ Strut-Tie의 단면력 산정

절점 A SIN 45 × AC 부재 - SIN 37 × AB 부재 = 690.82 kN ----- ⓐ

COS 45 × AC 부재 + COS 37 × AB 부재 = 0.00 kN ----- ⓑ

ⓐ와 ⓑ식에 의하여

AC 부재 = 557.14 kN (인장부재)

AB 부재 = -493.29 kN (압축부재)

절점 B SIN 45 × BD 부재 + SIN 53 × AB 부재 = 0.00 kN

BD 부재 = -557.14 kN (압축부재)

▷ Strut-Tie의 보강철근 검토

$$\text{필요 As} = \frac{T}{\Phi \cdot Fy} = \frac{557.14 \times 1000}{0.9 \times 400.0} = 1547.60 \ \text{㎟}$$

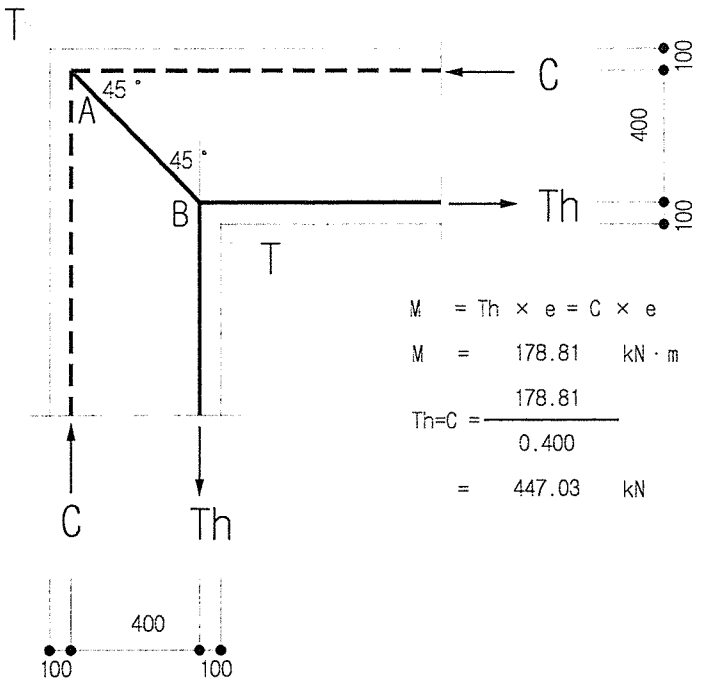
사용 As = H22 @ 250 - 1 단 = 1548.40 ㎟

주철근사용 As/2 = 1548.40 ㎟

= 3096.80 ㎟ > As req --- ∴ O.K.

2) 상부 슬래브 내측인장시 절점부 보강

- 내측인장



$$M = Th \times e = C \times e$$

$$M = 178.81 \quad kN \cdot m$$

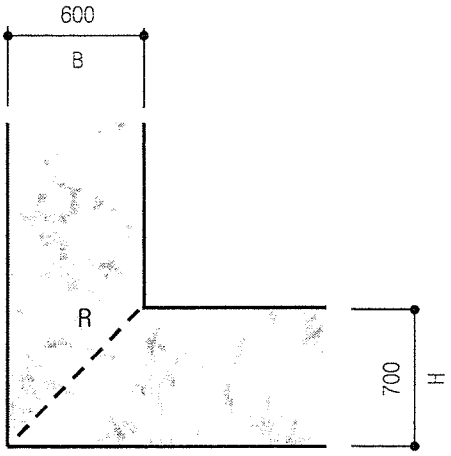
$$Th = C = \frac{178.81}{0.400} = 447.03 \quad kN$$

$$T = \sqrt{2} \cdot Th = 632.196 \quad kN$$

$$\text{필요 As} = \frac{T}{\Phi \cdot Fy} = \frac{632.20 \times 1000}{0.9 \times 400.0} = 1756.10 \quad mm^2$$

사용 As = H22 @ 250 - 2EA = 3096.80 mm^2 > As req --- ∴ O.K.

3) 하부 슬래브 외측인장시 절점부 보강



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(fsa)	:	180.0	MPa
사용 모멘트 Mo	:	347.68	kN · m

$R = \sqrt{(B2 + H2)} = 921.95$ mm

① 보강철근 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 347678300}{921.95^2 \times 1000.0} = 2.045 \text{ MPa}$$

f_{tmax} = 2.045 MPa > f_{ta} = 0.712 MPa 이므로 보강철근 필요.

② 소요 철근량

외측인장에 대한 보강 필요철근량(Asf)

$$Asf = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 347678300}{921.95 \times 180.0} = 4190.11 \text{ mm}^2$$

▶ 보강 As = Asf - 주철근사용 As = 4190.11 - 2026.8 = 2163.31 mm²

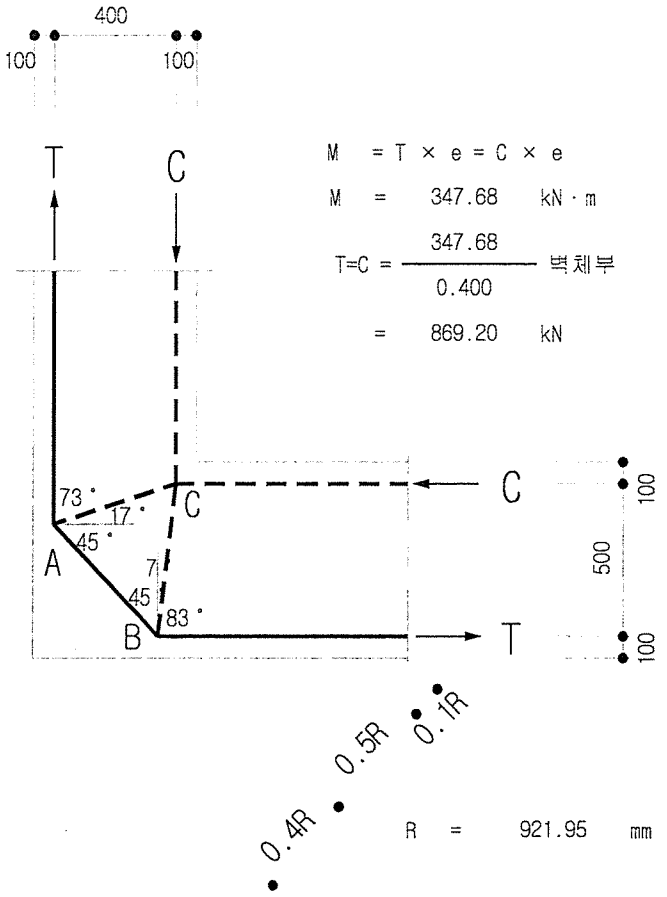
----- 우각부 보강철근 필요

외측인장에 대한 보강 사용철근량(As)

As = H22 @ 125 - 1 단 = 3096.80 mm²

Asf = 2163.31 mm² < As = 3096.80 mm² ----- ∴ O.K.

③ Strut-Tie 모델을 이용한 해석



$M = T \times e = C \times e$

$M = 347.68 \ kN \cdot m$

$T=C = \frac{347.68}{0.400}$ 벽체부 $= 869.20 \ kN$

$T=C = \frac{347.68}{0.500}$ 하부슬래브 $= 695.36 \ kN$

$R = 921.95 \ mm$

▷ Strut-Tie의 단면력 산정

절점 A

COS 73 × AC 부재 − SIN 45 × AB 부재 = −869.20 kN ----- ⓐ

COS 17 × AC 부재 + COS 45 × AB 부재 = 0.00 kN ----- ⓑ

ⓐ와 ⓑ식에 의하여

AB 부재 = 941.41 kN (인장부재)

AC 부재 = −696.09 kN (압축부재)

절점 B

COS 45 × AB 부재 + COS 7 × BC 부재 = 0.00 kN

BC 부재 = −670.68 kN (압축부재)

▷ Strut-Tie의 보강철근 검토

$\text{필요 As} = \frac{T}{\Phi \cdot Fy} = \frac{941.41 \times 1000}{0.9 \times 400} = 2615.03 \ mm^2$

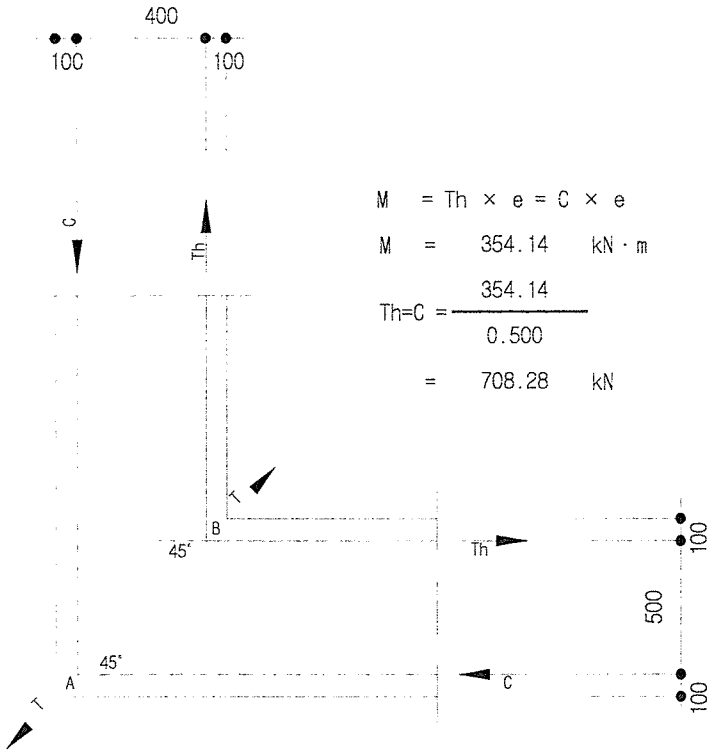
사용 As = H22 @ 125 − 1 단 = 3096.80 mm^2

주철근사용 As/2 = 2026.80 mm^2

Σ = 5123.60 mm^2 > As req --- ∴ O.K.

4) 하부 슬래브 내측인장시 절점부 보강

- 내측인장



$$M = Th \times e = C \times e$$

$$M = 354.14 \quad kN \cdot m$$

$$Th = C = \frac{354.14}{0.500}$$

$$= 708.28 \quad kN$$

$$T = \sqrt{2} \cdot Th = 1001.656 \quad kN$$

$$\text{필요 As} = \frac{T}{\Phi \cdot Fy} = \frac{1001.66 \times 1000}{0.9 \times 400.0} = 2782.38 \quad mm^2$$

사용 As = H22 @ 250 - 2EA = 3096.80 mm^2 > As req --- ∴ O.K.

14. 배력철근 검토

1) 구조상세 - 철도설계기준(노반편) p.5-18

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 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 주철근 단면의 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	@	150	=	1324.00	㎟
					∑ As =	2648.00	㎟

주철근 단면의 1/5 = 1027.840 ㎟

따라서, As = 2648.00 ㎟ > Asreq = 1500.00 ㎟ ----- ∴ O.K.

② 하부슬래브

배력철근 최소 철근비 (Asreq)	= 1,000.0 × 700.0 × 0.25			=	1750.00	㎟	
사용철근 인장측 ;	H	16	@	150	=	1324.00	㎟
압축측 ;	H	16	@	150	=	1324.00	㎟
					∑ As =	2648.00	㎟

주철근 단면의 1/5 = 1027.840 ㎟

따라서, As = 2648.00 ㎟ > Asreq = 1750.00 ㎟ ----- ∴ 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	@	150	=	1324.00	㎟
					∑ As =	2648.00	㎟

주철근 단면의 1/5 = 810.720 ㎟

따라서, As = 2648.00 ㎟ > Asreq = 1800.00 ㎟ ----- ∴ O.K.

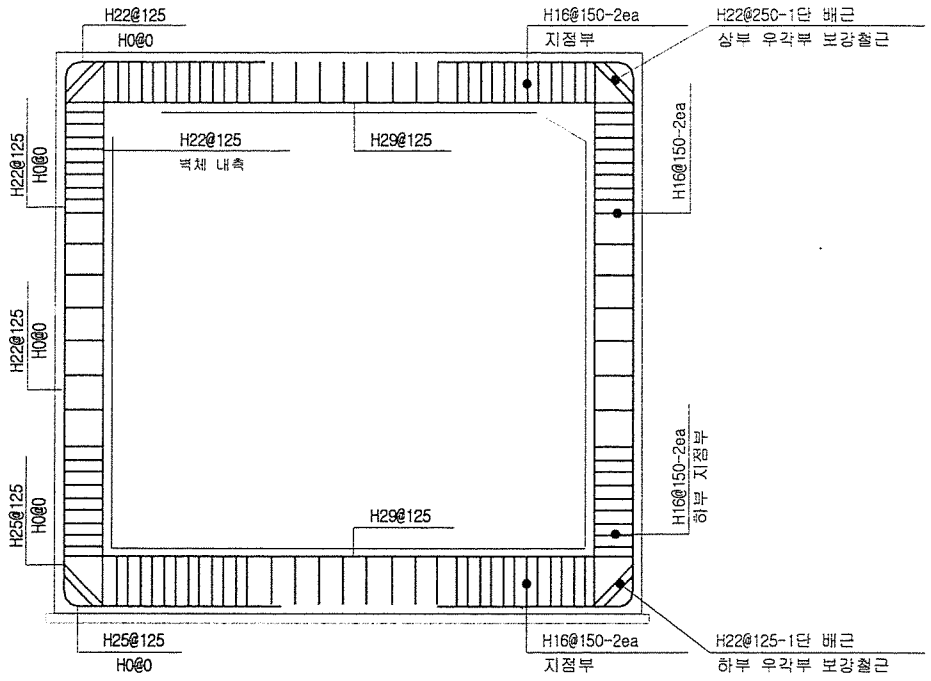
15. 기초지지력 검토

1) 지지력검토 (지반 보고서 참조)

지반스프링 최대반력 : 158.491 kN

Qmax = 158.491 / 0.815 = 194.488 kN/m^2 < 250.00 kN/m^2 --- ∴ O.K.

16. 주철근 조립도



※ 벽체중앙부 주철근
외측배근

▶ 배력철근

- 상부 지점부 : H16, 인장측:150, 압축측:150
- 하부 지점부 : H16, 인장측:150, 압축측:150
- 벽체부 : H16, 인장측:150, 압축측:150

B(함)연계 - 날개벽

17.날개벽 설계

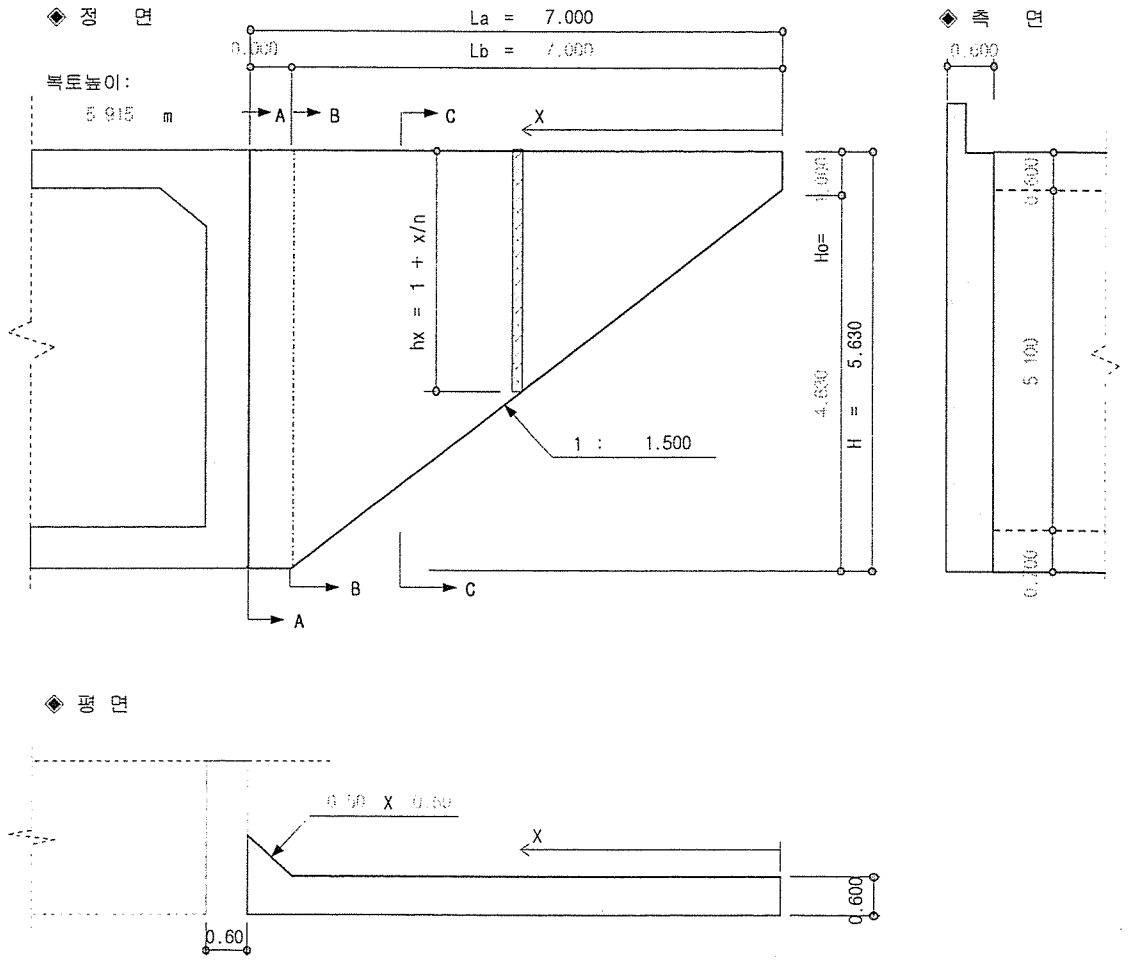
17.1 W1~W4

17.1.1 설 계 조 건

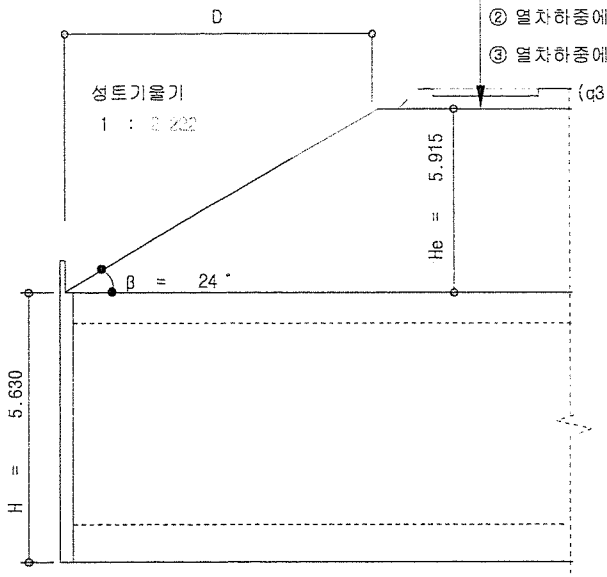
① 날개벽 형식 : 평 행 날 개 벽
② 단 위 중 량 : γ_t = [illegible] kN/㎥
③ 내부 마찰각 : ϕ = [illegible] °
④ 토 압 계 수 : K_o = (1 - sinϕ) × (1 + sinβ) = 0.601
⑤ 면벽 기울기 : 1 : [illegible]
⑥ 콘크리트 강도 : f_{ck} = 30 MPa
⑦ 철근 항복응력 : f_y = 400 MPa

17.1.2 날개벽 단면

; 범용계산을 위하여 단면가정이 일반도와 상이할 수 있으나, 적용치수는 일반도와 같이 적용됨.



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 = 20.350 > 2.00 ∴ q_3 = 0.00
- D = 5.915 × 2.222 = 13.143

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 = 7.000 m]

① Moment

$$-Ma = \frac{1}{2} Ko \cdot \gamma \left\{ \frac{x^4}{12n^2} + \frac{x^3 \cdot Ho}{3n} + \frac{x^2 \cdot Ho^2}{2} \right\} + Ko \cdot q \left\{ \frac{x^3}{6n} + \frac{x^2 \cdot Ho}{2} \right\}$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.60 \times 20.0 \left\{ \frac{7.000^4}{12 \times 1.5^2} + \frac{7.000^3 \times 1.000}{3 \times 1.5} + \frac{7.000^2 \times 1.000^2}{2} \right\}$$

$$+ 0.60 \times 50.00 \left\{ \frac{7.000^3}{6 \times 1.5} + \frac{7.000^2 \times 1.000}{2} \right\} = 3021.249 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② Shear Force

$$-Sa = \frac{1}{2} Ko \cdot \gamma \left\{ \frac{x^3}{3n^2} + \frac{x^2 \cdot Ho}{n} + x \cdot Ho^2 \right\} + Ko \cdot q \left\{ \frac{x^2}{2n} + x \cdot Ho \right\}$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.60 \times 20.0 \left\{ \frac{7.000^3}{3 \times 1.5^2} + \frac{7.000^2 \times 1.000}{1.5} + 7.000 \times 1.000^2 \right\}$$

$$+ 0.60 \times 50.00 \left\{ \frac{7.000^2}{2 \times 1.5^2} + 7.000 \times 1.000 \right\} = 1244.960 \text{ kN}$$

∴ USD : Ma = 1.6 × 3021.249 ÷ 5.630 × 1.2 = 1030.337 kN · m/m

WSD : Ma = 1.0 × 3021.249 ÷ 5.630 × 1.2 = 643.961 kN · m/m

USD : Sa = 1.6 × 1244.96 ÷ 5.630 × 1.2 = 424.569 kN/m

적용위치(x)	La	Lb / 4				비 고
	7.000	7.000	5.250	3.500	1.750	
hx	5.630	5.630	4.500	3.300	2.200	[hx=Ho+x/n]
Moment	3021.249	3021.249	1342.46	454.687	82.357	kN · m
Mx[USD]	1030.337	1030.337	572.783	220.454	59.896	kN · m/m
Mx[WSD]	643.961	643.961	357.989	137.784	37.435	kN · m/m
Shear Force	1244.9600	1244.96	704.673	336.17	110.823	kN
Sx[USD]	424.569	424.569	300.660	162.992	80.599	kN/m

2) 단 면 B-B [x = Lb = 7.000 m]

: 위의 표17-1 참조

3) 단 면 C-C [x = 5.250 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 = 500 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 = 1030.34 kN·m
  WSD : Ms = 643.96 kN·m
- 계수전단강도: USD : Vu = 424.57 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) : $[d-\sqrt{(d^2-4Mu/1.7\cdot fck\cdot b\cdot \Phi)}] / [2\cdot fy / 1.7\cdot fck\cdot b]$ = 6358 ㎟
- 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)) = 8477.33 ㎟

(2) 사용 철근량 (A_S)

- 인장 철근량 : 1단 : H 32 @ 100 - 10 ea = 7942 ㎟
  2단 : H 0 @ 0 - 0 ea = 0 ㎟ ; Total: 7,942 ㎟

(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 = 0.01588 < ρ_{max} = 0.02283 == OK ==

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 : a = As·fy / (0.85·fck·b) = 124.58 mm
- 극한 모멘트 : Mu = 1030.34 kN·m
- 공칭 모멘트 : Mn = As·fy (d-a/2) = 1390.52 kN·m
- 설계 모멘트 : Md = Φ· Mn = 1251.47 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
- 0.5·Φ·Vc = 193.99 kN
- Min Av = 175.00 ㎟
- Req Vs = (Vu - ϕVc) / ϕ = 43.05 kN
- Vs = Av·fy·d / s = 316.75 kN
- Max Vs = 2/3·√fck·bw·d = 1825.74 kN

∴ Vu > Φ·Vc === 전단철근 필요 !!!

(1) 사용 전단철근

- 전단 철근 간격 : s = 200 mm
- 전단 철근 직경 : H 13 - 2.5 ea
- 전단 철근 단면적 : Av = 317 ㎟

∴ Req'd Vs < Vs < Max. Vs == OK ==

s = 200.0 mm < Min (600, 0.5D) = 250.0 mm ∴ O.K

(2) 단면력 검토 (shear force)

- 공칭 전단강도 : Vn = 773.19 kN
- 설계 전단강도 : Vd = 657.21 kN ∴ Vd > Vu == OK ==

4) 균열 검토

- 콘크리트 피복 두께 (dc) = 100 mm
- 인장철근 도심까지의 거리 (dc') = 100 mm
- d = 767 - 100 = 667 mm

- fs = M / {As (d - x/3)}
  = 643960710 ÷ (7942 × (500 - 187 ÷ 3)) = 185.2 N/㎟
- 철근 유효단면적 : A = 1000 × 100 × 2 ÷ 10 = 20000 ㎟
- 압축응력 깊이 : x = k · d = 187 mm
- 중 립 축 비 : k = -np + √ ((np)² + 2np) = 0.37327 (n = 7)
- 철 근 비 : p = As / [b · d]
  = 7942 ÷ (1000 × 500) = 0.01588
- 인장철근의 간격 검토

Cc = 100 - 32 / 2 = 84.0 mm

sa1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc
= 375 x (210 / 185.2) - 2.5 x 84 = 215.2 mm
sa2 = 300 x (210 / fs)
= 300 x (210 / 185.2) = 340.2 mm

sa = Min (215.2 , 340.2) = 215.2 mm
s = 100 mm < sa = 215.2 mm == OK ==

5) 배력철근 계산

- 주철근량의 1/5 : A_{min1} = 1/5 × 7942 = 1588 ㎟
- 단면적의 0.30% : A_{min2} = 0.003 × Ag = 0.003 × 1000 600 = 1800 ㎟
- 배 력 철 근 량 : H 16 , 인장측 : 100 mm , 압축측 : 200 mm
  * 인장측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 100) × 2 = 3972 ㎟
  * 압축측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 200) = 993 ㎟
- 배 력 철 근 량 : 4965 ㎟ > 1800 ㎟ = Amin == O.K ==
- 인장측 배력철근량 : 1800 ㎟ < 7942 ㎟ = 인장측 주철근량 == O.K ==

17.1.6 단면설계(날개벽 단면B-B)

1) 단면계산 조건

- 단 면 폭 :	b_w =	1000	mm		- 콘크리트 강도 :	f_{ck} =	30.0	MPa
- 단 면 높 이 :	h =	600	mm		- 철근 항복응력 :	f_y =	400	MPa
- 유 효 높 이 :	d_1 =	500	mm	(단면계산시)	- 강도 감소계수 :	ϕ =	0.9	(휨)
	d_2 =	500	mm	(전단계산시)		ϕ =	0.85	(전단)
- 피 복 두 께 :	d_1' =	100	mm	(인장1단)				
- 피 복 두 께 :	d_2' =	0	mm	(인장2단)				
- 계수 모멘트 :	USD :	Mu =	1030.34	kN·m				
	WSD :	Ms =	643.96	kN·m				
- 계수전단강도:	USD :	Vu =	424.57	kN				

2) 단면 계산

(1) 철근량 산정

- 최소철근량(A_S) : $(1.4 / f_y \cdot b \cdot d)$ = 1750 ㎟
- 필요철근량(A_S) : $[d-\sqrt{(d^2-4Mu/1.7 \cdot fck \cdot b \cdot \Phi)}] / [2 \cdot fy / 1.7 \cdot fck \cdot b]$ = 6358 ㎟
- 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)) = 8477.33 ㎟

(2) 사용 철근량 (A_S)

- 인장 철근량 : 1단 : H 32 @ 100 - 10 ea = 7942 ㎟
  2단 : H 0 @ 0 - 0 ea = 0 ㎟ : Total: 7,942 ㎟

(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 = 0.01588 < ρ_{max} = 0.02283 == OK ==

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 : $a = As \cdot fy / (0.85 \cdot fck \cdot b)$ = 124.58 mm
- 극한 모멘트 : Mu = 1030.34 kN·m
- 공칭 모멘트 : $Mn = As \cdot fy\ (d-a/2)$ = 1390.52 kN·m
- 설계 모멘트 : $Md = \Phi \cdot Mn$ = 1251.47 kN·m

∴ Md > Mu == OK ==

3) 전단 검토

- $Vc = 1/6 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d$ = 456.44 kN
- $\Phi \cdot Vc$ = 387.974 kN
- $0.5 \cdot \Phi \cdot Vc$ = 193.99 kN
- Min Av = 175.00 ㎟
- Req Vs = $(Vu - \phi Vc) / \phi$ = 43.05 kN
- Vs = $Av \cdot fy \cdot d / s$ = 316.75 kN
- Max Vs = $2/3 \cdot \sqrt{fck} \cdot bw \cdot d$ = 1825.74 kN

∴ $Vu > \Phi \cdot Vc$ === 전단철근 필요 !!!

(1) 사용 전단철근

- 전단 철근 간격 : s = 200 mm
- 전단 철근 직경 : H 13 - 2.5 ea
- 전단 철근 단면적 : Av = 317 ㎟

∴ Req'd Vs < Vs < Max. Vs == OK ==

s = 200.0 mm < Min (600, 0.5D) = 250.0 mm ∴ O.K

(2) 단면력 검토 (shear force)

- 공칭 전단강도 : Vn = 773.19 kN
- 설계 전단강도 : Vd = 657.21 kN ∴ Vd > Vu == OK ==

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)}
  = 643960710 ÷ (7942 × (500 - 187 ÷ 3)) = 185.2 N/㎟
- 철근 유효단면적 : A = 1000 × 100 × 2 ÷ 10 = 20000 ㎟
- 압축응력 깊이 : x = k · d = 187 mm
- 중 립 축 비 : k = -np + √ ((np)² + 2np) = 0.37327 (n = 7)
- 철 근 비 : p = As / [b · d]
  = 7942 ÷ (1000 × 500) = 0.01588
- 인장철근의 간격 검토

Cc = 100 - 32 / 2 = 84.0 mm

sa1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc
= 375 x (210 / 185.2) - 2.5 x 84 = 215.2 mm
sa2 = 300 x (210 / fs)
= 300 x (210 / 185.2) = 340.2 mm

sa = Min (215.2 , 340.2) = 215.2 mm
s = 100 mm < sa = 215.2 mm == OK ==

5) 배력철근 계산

- 주철근량의 1/5 : A_{min1} = 1/5 × 7942 = 1588 ㎟
- 단면적의 0.30% : A_{min2} = 0.003 × Ag = 0.003 × 1000 × 600 = 1800 ㎟
- 배 력 철 근 량 : H 16 , 인장측 : 100 mm , 압축측 : 200 mm
  * 인장측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 100) × 2 = 3972 ㎟
  * 압축측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 200) = 993 ㎟
- 배 력 철 근 량 : 4965 ㎟ > 1800 ㎟ = Amin == O.K ==
- 인장측 배력철근량 : 1800 ㎟ < 7942 ㎟ = 인장측 주철근량 == O.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 = 572.78 kN·m
  WSD : Ms = 357.99 kN·m
- 계수전단강도: USD : Vu = 300.66 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) : $[d-\sqrt{(d^2-4Mu/1.7\cdot fck\cdot b\cdot \Phi)}] / [2\cdot fy / 1.7\cdot fck\cdot b]$ = 3359 ㎟
- 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)) = 4478.67 ㎟

(2) 사용 철근량 (A_S)

- 인장 철근량 : 1단 : H 32 @ 100 - 10 ea = 7942 ㎟
  2단 : H 0 @ 0 - 0 ea = 0 ㎟ ; Total: 7,942 ㎟

(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= 0.84)

∴ ρ_{min} = 0.00350 < ρ = 0.01588 < ρ_{max} = 0.02283 == OK ==

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 : a = As·fy / (0.85·fck·b) = 124.58 mm
- 극한 모멘트 : Mu = 572.78 kN·m
- 공칭 모멘트 : Mn = As·fy (d-a/2) = 1390.52 kN·m
- 설계 모멘트 : Md = Φ· Mn = 1251.47 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)}
  = 357989333 ÷ (7942 × (500 - 187 ÷ 3)) = 103.0 N/㎟
- 철근 유효단면적 : A = 1000 × 100 × 2 ÷ 10 = 20000 ㎟
- 압축응력 깊이 : x = k · d = 187 mm
- 중 립 축 비 : k = -np + √ ((np)² + 2np) = 0.37327 (n =)
- 철 근 비 : p = As / [b · d]
  = 7942 ÷ (1000 × 500) = 0.01588
- 인장철근의 간격 검토

  Cc = 100 - 32 / 2 = 84 mm

  sa1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc
  = 375 x (210 / 103.0) - 2.5 x 84 = 554.8 mm

  sa2 = 300 x (210 / fs)
  = 300 x (210 / 103.0) = 611.9 mm

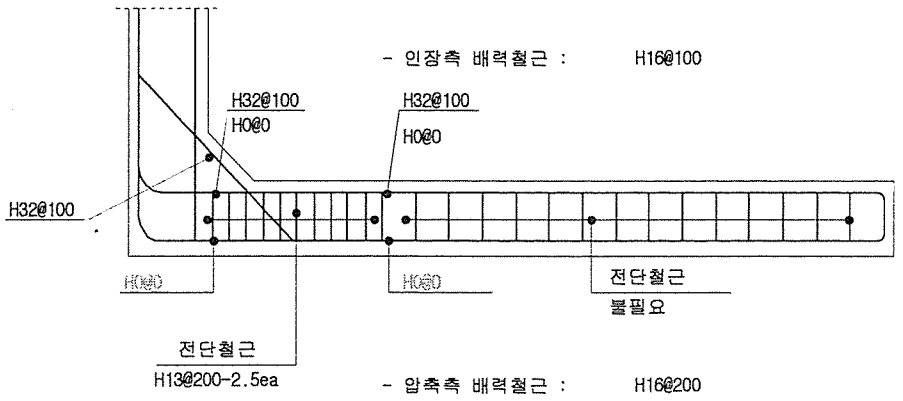
  sa = Min (554.8 , 611.9) = 554.8 mm

  s = 100 mm < sa = 554.8 mm == OK ==

5) 배력철근 계산

- 주철근량의 1/5 : A_{min1} = 1/5 × 7942 = 1588 ㎟
- 단면적의 0.30% : A_{min2} = 0.003 × Ag = 0.003 × 1000 × 600 = 1800 ㎟
- 배 력 철 근 량 : H 16 , 인장측 : 100 mm , 압축측 : 200 mm
  * 인장측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 100) × 2 = 3972 ㎟
  * 압축측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 200) = 993 ㎟
- 배 력 철 근 량 : 4965 ㎟ > 1800 ㎟ = Amin == O.K ==
- 인장측 배력철근량 : 1800 ㎟ < 7942 ㎟ = 인장측 주철근량 == O.K ==

17.1.8 날개벽 주철근조립도



B(함)탑리 - 날개벽

17.날개벽 설계

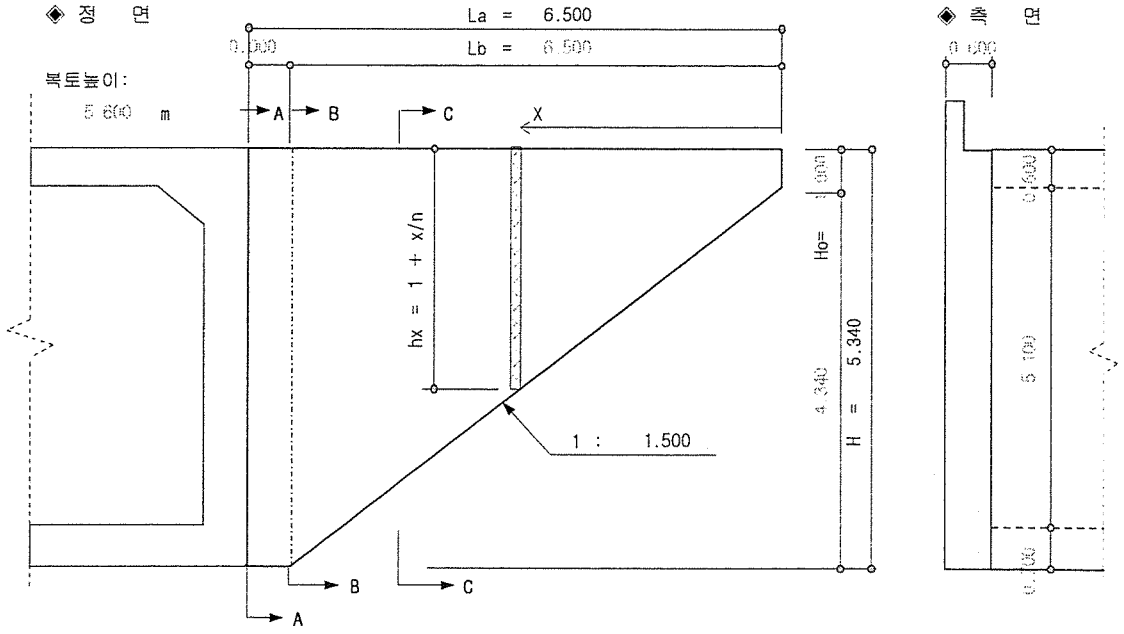
17.1 W1~W4

17.1.1 설 계 조 건

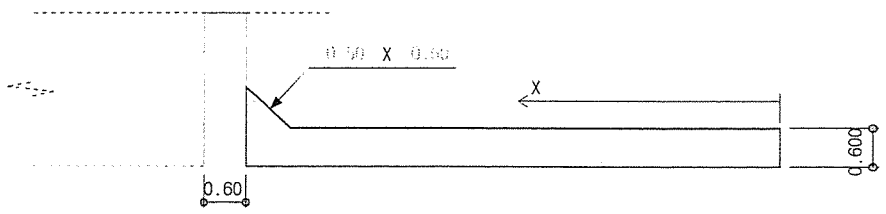
①날개벽 형식 : 평 행 날 개 벽
②단 위 중 량 : γ_t = 20.0 kN/㎥
③내부 마찰각 : ϕ = 35.0 °
④토 압 계 수 : $K_o = (1 - \sin\phi) \times (1 + \sin\beta) = 0.601$
⑤면벽 기울기 : 1 : 0.000
⑥콘크리트 강도 : f_{ck} = 30 MPa
⑦철근 항복응력 : f_y = 400 MPa

17.1.2 날개벽 단면

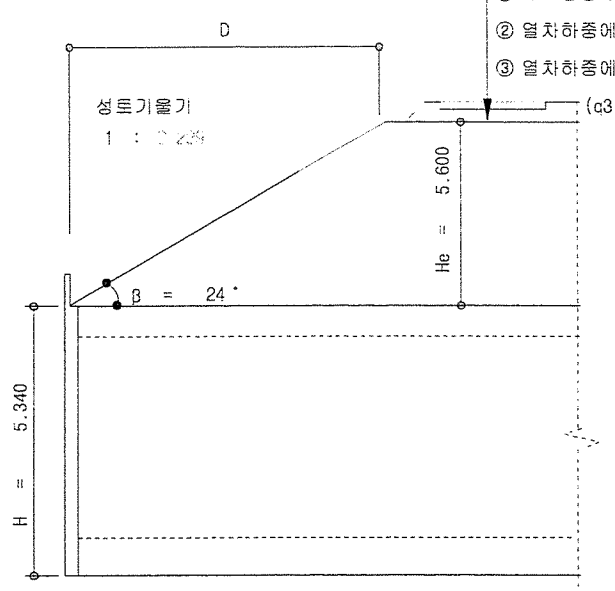
; 범용계산을 위하여 단면가정이 일반도와 상이할 수 있으나, 적용치수는 일반도와 같이 적용됨.



◈ 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 = 10.350 > 2.00 ∴ q_3 = 0.00
- D = 5.600 × 2.229 = 12.482

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 = 6.500 m]

① Moment

$$-Ma = \frac{1}{2}Ko \cdot \gamma \left\{ \frac{x^4}{12n^2} + \frac{x^3 \cdot Ho}{3n} + \frac{x^2 \cdot Ho^2}{2} \right\} + Ko \cdot q \left\{ \frac{x^3}{6n} + \frac{x^2 \cdot Ho}{2} \right\}$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.60 \times 20.0 \left\{ \frac{6.500^4}{12 \times 1.5^2} + \frac{6.500^3 \times 1.000}{3 \times 1.5} + \frac{6.500^2 \times 1.000^2}{2} \right\}$$

$$+ 0.60 \times 50.00 \left\{ \frac{6.500^3}{6 \times 1.5} + \frac{6.500^2 \times 1.000}{2} \right\} = 2442.828 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② Shear Force

$$-Sa = \frac{1}{2}Ko \cdot \gamma \left\{ \frac{x^3}{3n^2} + \frac{x^2 \cdot Ho}{n} + x \cdot Ho^2 \right\} + Ko \cdot q \left\{ \frac{x^2}{2n} + x \cdot Ho \right\}$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.60 \times 20.0 \left\{ \frac{6.500^3}{3 \times 1.5^2} + \frac{6.500^2 \times 1.000}{1.5} + 6.500 \times 1.000^2 \right\}$$

$$+ 0.60 \times 50.00 \left\{ \frac{6.500^2}{2 \times 1.5^2} + 6.500 \times 1.000 \right\} = 1071.394 \text{ kN}$$

∴ USD : Ma = 1.6 × 2442.828 ÷ 5.340 × 1.2 = 878.32 kN · m/m

WSD : Ma = 1.0 × 2442.828 ÷ 5.340 × 1.2 = 548.95 kN · m/m

USD : Sa = 1.6 × 1071.394 ÷ 5.340 × 1.2 = 385.22 kN/m

적용위치(x)	La	Lb / 4				비 고
	6.500	6.500	4.875	3.250	1.625	
hx	5.340	5.340	4.300	3.200	2.100	[hx=Ho+x/n]
Moment	2442.828	2442.828	1095.785	375.741	69.221	kN · m
Mx[USD]	878.320	878.320	489.281	187.871	52.740	kN · m/m
Mx[WSD]	548.950	548.950	305.800	117.419	32.962	kN · m/m
Shear Force	1071.3940	1071.394	612.222	295.881	99.448	kN
Sx[USD]	385.220	385.220	273.364	147.941	75.770	kN/m

2) 단 면 B-B [x = Lb = 6.500 m]

: 위의 표17-1 참조

3) 단 면 C-C [x = 4.875 m]

: 위의 표17-1 참조

17.1.5 단면설계(날개벽 단면A-A)

1) 단면계산 조건

- 단 면 폭 :	b_w =	1000	mm	- 콘크리트 강도 :	f_{ck} =	30.0	MPa	
- 단 면 높 이 :	h =	600	mm	- 철근 항복응력 :	f_y =	400	MPa	
- 헌 치 :	H =	500	mm	- 강도 감소계수 :	ϕ =	0.9	(휨)	
- 유 효 높 이 :	d_1 =	500	mm (단면계산시)		ϕ =	0.85	(전단)	
	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 =	878.32 kN·m					
	WSD :	Ms =	548.95 kN·m					
- 계수전단강도:	USD :	Vu =	385.22 kN					

2) 단면 계산

(1) 철근량 산정

- 최소철근량(A_S) : (1.4 / fy·b·d) = 1750 ㎟
- 필요철근량(A_S) : $[d-\sqrt{(d^2-4Mu/1.7 \cdot fck \cdot b \cdot \Phi)}] / [2 \cdot fy / 1.7 \cdot fck \cdot b]$ = 5324 ㎟
- 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)) = 7098.67 ㎟

(2) 사용 철근량 (A_S)

- 인장 철근량 : 1단 : H 32 @ 125 - 8 ea = 6354 ㎟
  2단 : H 0 @ 0 - 0 ea = 0 ㎟ ; Total: 6,354 ㎟

(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 = 0.01271 < ρ_{max} = 0.02283 == OK ==

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 : a = As·fy / (0.85·fck·b) = 99.66 mm
- 극한 모멘트 : Mu = 878.32 kN·m
- 공칭 모멘트 : Mn = As·fy (d-a/2) = 1144.08 kN·m
- 설계 모멘트 : Md = Φ· Mn = 1029.67 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 = 767 - 100 = 667 mm

- fs = M / {As (d - x/3)}
  = 548950112 ÷ (6353.6 × (500 - 171 ÷ 3)) = 195.0 N/㎟
- 철근 유효단면적 : A = 1000 × 100 × 2 ÷ 8 = 25000 ㎟
- 압축응력 깊이 : x = k · d = 171 mm
- 중 립 축 비 : k = $-np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$ = 0.34214 (n = ?)
- 철 근 비 : p = As / [b · d]
  = 6354 ÷ (1000 × 500) = 0.01271
- 인장철근의 간격 검토

Cc = 100 - 32 / 2 = 84.0 mm

sa1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc
= 375 x (210 / 195.0) - 2.5 x 84 = 193.8 mm
sa2 = 300 x (210 / fs)
= 300 x (210 / 195.0) = 323.0 mm

sa = Min (193.8 , 323.0) = 193.8 mm
s = 125 mm < sa = 193.8 mm == OK ==

5) 배력철근 계산

- 주철근량의 1/5 : A_{min1} = 1/5 × 6353.6 = 1271 ㎟
- 단면적의 0.30% : A_{min2} = 0.003 × Ag = 0.003 × 1000 600 = 1800 ㎟
- 배 력 철 근 량 : H 16 , 인장측 : 125 mm , 압축측 : 250 mm
  * 인장측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 125) × 2 = 3178 ㎟
  * 압축측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 250) = 794 ㎟
- 배 력 철 근 량 : 3972 ㎟ > 1800 ㎟ = Amin == O.K ==
- 인장측 배력철근량 : 1800 ㎟ < 6354 ㎟ = 인장측 주철근량 == O.K ==

17.1.6 단면설계(날개벽 단면B-B)

1) 단면계산 조건

- 단 면 폭 :	b_w	=	1000	mm	- 콘크리트 강도 :	f_{ck}	=	30.0	MPa
- 단 면 높 이 :	h	=	600	mm	- 철근 항복응력 :	f_y	=	400	MPa
- 유 효 높 이 :	d_1	=	500	mm (단면계산시)	- 강도 감소계수 :	ϕ	=	0.9	(휨)
	d_2	=	500	mm (전단계산시)		ϕ	=	0.85	(전단)
- 피 복 두 께 :	d_1'	=	100	mm (인장1단)					
- 피 복 두 께 :	d_2'	=	0	mm (인장2단)					
- 계수 모멘트 :	USD :	Mu	=	878.32	kN · m				
	WSD :	Ms	=	548.95	kN · m				
- 계수전단강도:	USD :	Vu	=	385.22	kN				

2) 단면 계산

(1) 철근량 산정

- 최소철근량(A_S) : (1.4 / fy · b · d) = 1750 ㎟
- 필요철근량(A_S) : $[d-\sqrt{(d^2-4Mu/1.7 \cdot fck \cdot b \cdot \Phi)}] / [2 \cdot fy / 1.7 \cdot fck \cdot b]$ = 5324 ㎟
- 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)) = 7098.67 ㎟

(2) 사용 철근량 (A_S)

- 인장 철근량 : 1단 : H 32 @ 125 - 8 ea = 6354 ㎟
  2단 : H 0 @ 0 - 0 ea = 0 ㎟ ; Total: 6,354 ㎟

(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 = 0.01271 < ρ_{max} = 0.02283 == OK ==

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 : a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 99.66 mm
- 극한 모멘트 : Mu = 878.32 kN · m
- 공칭 모멘트 : Mn = As · fy (d-a/2) = 1144.08 kN · m
- 설계 모멘트 : Md = Φ · Mn = 1029.67 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)}
  = 548950112 ÷ { 6353.6 × (500 - 171 ÷ 3)) = 195.0 N/㎟
- 철근 유효단면적 : A = 1000 × 100 × 2 ÷ 8 = 25000 ㎟
- 압축응력 깊이 : x = k · d = 171 mm
- 중 립 축 비 : k = -np + √ ((np)² + 2np) = 0.34214 (n =)
- 철 근 비 : p = As / [b · d]
  = 6354 ÷ (1000 × 500) = 0.01271
- 인장철근의 간격 검토

Cc = 100 - 32 / 2 = 84.0 mm

sa1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc
= 375 x (210 / 195.0) - 2.5 x 84 = 193.8 mm
sa2 = 300 x (210 / fs)
= 300 x (210 / 195.0) = 323.0 mm

sa = Min (193.8 , 323.0) = 193.8 mm
s = 125 mm < sa = 193.8 mm == OK ==

5) 배력철근 계산

- 주철근량의 1/5 : A_{min1} = 1/5 × 6353.6 = 1271 ㎟
- 단면적의 0.30% : A_{min2} = 0.003 × Ag = 0.003 × 1000 × 600 = 1800 ㎟
- 배 력 철 근 량 : H 16 , 인장측 : 125 mm , 압축측 : 250 mm
  * 인장측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 125) × 2 = 3178 ㎟
  * 압축측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 250) = 794 ㎟
- 배 력 철 근 량 : 3972 ㎟ > 1800 ㎟ = Amin == O.K ==
- 인장측 배력철근량 : 1800 ㎟ < 6354 ㎟ = 인장측 주철근량 == O.K ==

17.1.7 단면설계(날개벽 단면C-C)

1) 단면계산 조건

- 단 면 폭 :	b_w =	1000	mm		- 콘크리트 강도 :	f_{ck} =	30.0	MPa
- 단 면 높 이 :	h =	600	mm		- 철근 항복응력 :	f_y =	400	MPa
- 유 효 높 이 :	d_1 =	475	mm	(단면계산시)	- 강도 감소계수 :	ϕ =	0.9	(휨)
	d_2 =	475	mm	(전단계산시)		ϕ =	0.85	(전단)
- 피 복 두 께 :	d_1' =	125	mm	(인장1단)				
- 피 복 두 께 :	d_2' =	0	mm	(인장2단)				
- 계수 모멘트 :	USD :	Mu =	489.28	kN·m				
	WSD :	Ms =	305.80	kN·m				
- 계수전단강도:	USD :	Vu =	273.36	kN				

2) 단면 계산

(1) 철근량 산정

- 최소철근량(A_S) : (1.4 / fy·b·d) = 1663 ㎟
- 필요철근량(A_S) : $[d-\sqrt{(d^2-4Mu/1.7\cdot fck\cdot b\cdot \Phi)}] / [2\cdot fy / 1.7\cdot fck\cdot b]$ = 3011 ㎟
- 최대철근량(A_S) : $0.75\cdot 0.85\cdot \beta\cdot fck\cdot 600 / [fy\cdot (600+fy)]\cdot b\cdot d$ = 11583 ㎟
- 4/3 (요구 철근량 (A_S)) = 4014.67 ㎟

(2) 사용 철근량 (A_S)

- 인장 철근량 : 1단 : H 32 @ 125 - 8 ea = 6354 ㎟
  2단 : H 0 @ 0 - 0 ea = 0 ㎟ ; Total: 6,354 ㎟

(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= 0.84)

∴ ρ_{min} = 0.00350 < ρ= 0.01338 < ρ_{max} = 0.02283 == OK ==

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 : a = As·fy / (0.85·fck·b) = 99.66 mm
- 극한 모멘트 : Mu = 489.28 kN·m
- 공칭 모멘트 : Mn = As·fy (d-a/2) = 1080.54 kN·m
- 설계 모멘트 : Md = Φ· Mn = 972.49 kN·m

∴ Md > Mu == OK ==

3) 전단 검토

- Vc = $1/6\times\sqrt{(f_{ck})}\times b_w\times d$ = 433.61 kN
- Φ·Vc = 368.569 kN

∴ Vu < Φ·Vc === 전단철근 불필요 !!!

4) 균열 검토

- 콘크리트 피복 두께 (dc) = 125 mm
- 인장철근 도심까지의 거리 (dc') = 125 mm
- d = 600 - 125 = 475 mm

- fs = M / {As (d - x/3)}
  = 305800465 ÷ (6353.6 × (475 - 166 ÷ 3)) = 114.7 N/㎟
- 철근 유효단면적 : A = 1000 × 125 × 2 ÷ 8 = 31250 ㎟
- 압축응력 깊이 : x = k · d = 166 mm
- 중 립 축 비 : k = -np + √ ((np)² + 2np) = 0.34916 (n =)
- 철 근 비 : p = As / [b · d]
  = 6354 ÷ (1000 × 475) = 0.01338
- 인장철근의 간격 검토

  Cc = 125 - 32 / 2 = 109 mm

  sa1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc
  = 375 x (210 / 114.7) - 2.5 x 109 = 414.2 mm

  sa2 = 300 x (210 / fs)
  = 300 x (210 / 114.7) = 549.4 mm

  sa = Min (414.2 , 549.4) = 414.2 mm

  s = 125 mm < sa = 414.2 mm == OK ==

5) 배력철근 계산

- 주철근량의 1/5 : A_{min1} = 1/5 × 6353.6 = 1271 ㎟
- 단면적의 0.30% : A_{min2} = 0.003 × Ag = 0.003 × 1000 × 600 = 1800 ㎟
- 배 력 철 근 량 : H 16 , 인장측 : 125 mm , 압축측 : 250 mm
  * 인장측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 125) × 2 = 3178 ㎟
  * 압축측 배력철근량 : 198.6 × (1000 ÷ 250) = 794 ㎟
- 배 력 철 근 량 : 3972 ㎟ > 1800 ㎟ = Amin == O.K ==
- 인장측 배력철근량 : 1800 ㎟ < 6354 ㎟ = 인장측 주철근량 == O.K ==

17.1.8 날개벽 주철근조립도