

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 (7/20)

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.

	작 성 자	검 토 자	승 인 자
확 인		임철수	
	이정선	임철수	최석운

 한국철도시설공단
KOREA RAIL NETWORK AUTHORITY

 시현기술단
SEOHYUN ENGINEERING

 | 주 | 서영엔지니어링
seoyeong

 주식회사 동명기술공단
SUNJIN
ENGINEERING & ARCHITECTURE

 (주) 선구엔지니어링
SunKoo Engineering

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구(시공10공구)

노반 기본 및 실시설계

구 조 계 산 서 (7/20)

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

C·O·N·T·E·N·T·S

구조계산서 1권

제1장 탐 리 제 1 교

1. 탐리제1교	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 탐 리 제 2 교

2. 탐리제2교	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 탐 리 제 3 교

3. 탐리제3교	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 탐 리 제 4 교

4. 탐리제4교	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 윤 교

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

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 복 교

7. 수복교	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

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
--------------------------------	---

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

12.18 파전 제2	117
12.19 파전 제3	231
12.20 파전 제4	345
12.21 파전 제5	459

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
-------------------	---

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

제6장 순호교

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

6.1	상	부	공
6.2	교	대	공
6.3	교	각	석
6.4	내	진	해
6.5	가	시	설
			공

6.3 교각공

6.3.1 P2

1. 설계 조건

1.1 형식

- 1) 상부형식 ; PSC BEAM + PSC-e
 평면선형 R = 3,500 설계지간 L = 24.000 m
 평면선형 R = 3,500 설계지간 L = 29.000 m
- 2) 교각형식 ; T형교각 (H = 14.000 M)
- 3) 기초형식 ; 직접기초 (L = 0.000 m)

1.2 설계하중

- 1) 고정하중
 철근콘크리트 단위중량 : 24.5 kN/m³
- 2) 활 하 중 : KRL2012 (단 선)
 충격계수 i(%); PSC BEAM = $\frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 = 0.126$
 (시점측)
 PSC-e = $\frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 = 0.098$
 (중점측)
- 3) 풍 하 중
 교량상에 열차가 있을때 W = 1.5 kN/m²
 교량상에 열차가 없을때 W = 3.0 kN/m²
 원형 또는 이에 준하는 단면을 갖는 부재에 고려할 풍하중은 위에 규정한 값의 0.6 배로 한다.
- 4) 중 하 중 (충격은 고려하지 않음)
 ① KL2012
 제동하중 : $20\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 6000\text{kN}$
 시동하중 : $33\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 1000\text{kN}$
 ②장대레일 중하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - $f_0 = \pm 3 L$
 레일 신축이음장치가 있는 경우 - $f_0 = \pm 500$
- 5) 원 심 하 중
 충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 궤도면상 1.8m 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.
- 6) 차 량 횡 하 중
 레일윗면에 교축직각방향으로 0 kN 으로 정한다.
 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.
- 7) 지진하중
 가속도계수 $K_h = 0.154$ (구역계수 0.11 × 위험도계수 1.4)
 지반 계수 S = 1.2

1.3 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

$$\begin{aligned} \text{가) 설계기준강도 } f_{ck} &= 30 \text{ Mpa} \\ \text{나) 탄성계수 } E_c &= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} \quad (f_{cu}=f_{ck}+4) \\ &= 27500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

2) 철근 SD40

$$\begin{aligned} \text{가) 항복응력 } : f_y &= 400 \text{ Mpa} \\ \text{나) 탄성계수 } : E_s &= 200000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

1.4 흙의 성질

- 1) 흙의 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 2) 흙의 포화단위중량 (γ_{sat}) = 20.0 kN/m³
- 3) 흙의 수중단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 4) 기초저면의 N치 = 50
- 5) 기초저면의 내부마찰각 $\Phi = 15 + \sqrt{15N} = 42.39^\circ \leq 45^\circ$
(다만, $N > 5$)
- 6) 최대지반반력
상시 = 1000
지진시 = 1500 (1.5배)
- 7) 기초의 각종 계수들

허용지저력에 대한 검토	전도에 대한 검토	활동에 대한 검토
평상시 = $Q_u / 3$	평상시 = $B / 6$	평상시 = 1.5
지진시 = $Q_u / 2$	지진시 = $B / 3$	지진시 = 1.2

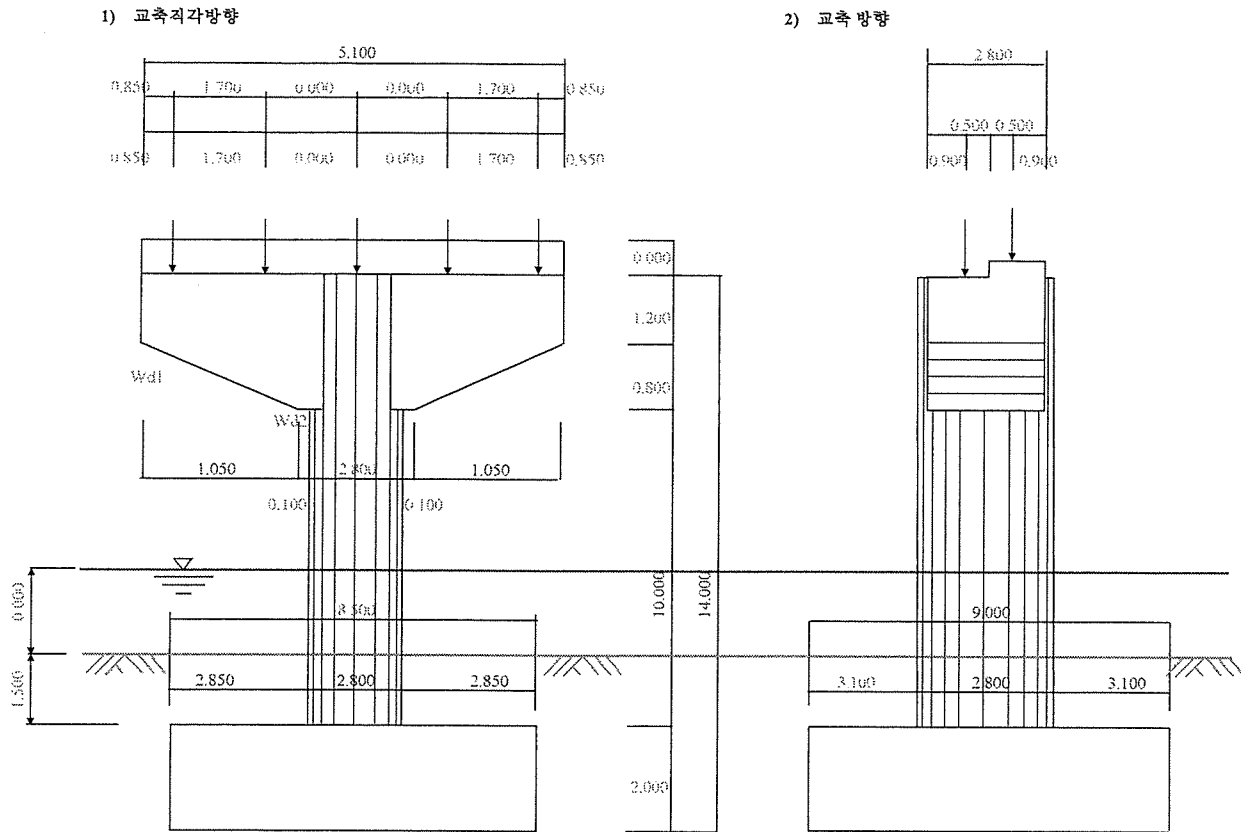
$\Phi_b = 2/3 \times 42.39 = 28.260$	흙과 콘크리트
$\tan \Phi_b = 0.538$	
$\tan \Phi_b = 0.600$	암과 콘크리트

1.5 참고문헌

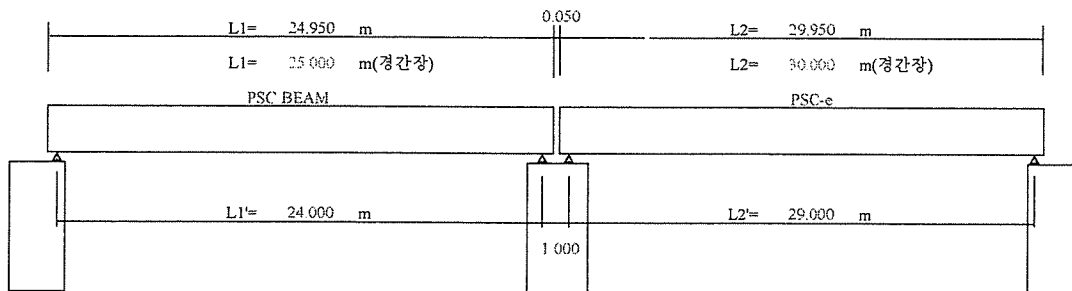
- ▣ 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)
- ▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)
- ▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단면가정 P2

1.1 교각 단면 제원

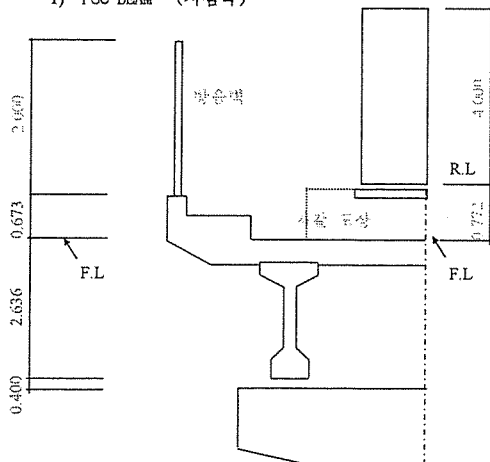


1.2 상부 제원



1.3 하중작용 위치산정

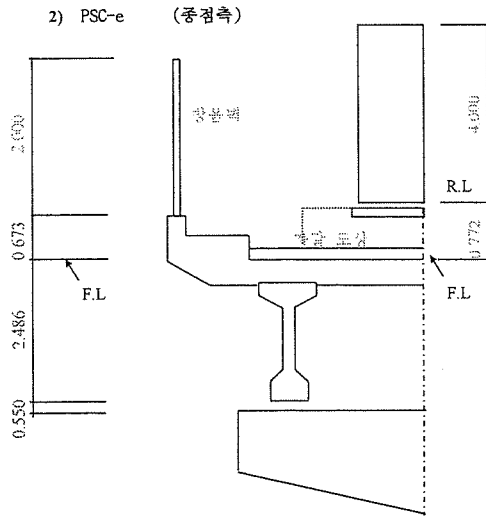
1) PSC BEAM (시점측)



- ▶ 원심하중 = 5.608 M
- ▶ 차량 횡하중 = 3.808 M
- ▶ 풍하중(열차비재하) = 3.0545 M
- ▶ 풍하중(열차재하) = 4.104 M
- ▶ 지진하중(고정하중) = 1.718 M

- KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

= (레일상단에서 작용)



- ▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용
- = 5.608 M
- ▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)
- = 3.808 M
- ▶ 풍하중(열차비개하) = 3.1295 M
- 풍하중(열차개하) = 4.179 M
- ▶ 지진하중(고정하중) = 1.793 M

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5		Σ
고정하중 반력(KN)	PSC BEAM	946.00		867.00		942.00		2755.00
	PSC-e	1086.00		1033.00		1010.00		3129.00
계		2032.00	0.00	1900.00	0.00	1952.00		5884.00

▣ 교각자중

- COPING ;

$$Wd1 = 1.200 \times 2.800 \times 24.500 = 82.320 \text{ kN/m}$$

$$Wd2 = 2.000 \times 2.800 \times 24.500 = 137.200 \text{ kN/m}$$

- 기 등 ; $Pc = \pi / 4 \times 2.800^2 \times 24.500$
 $\times 10.000 = 1508.593 \text{ kN}$

- 기 초 ; $Wf1 = 2.000 \times 9.000 \times 24.500 = 441.000 \text{ kN/m}$

2) 활 하 중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- PSC BEAM(25m)

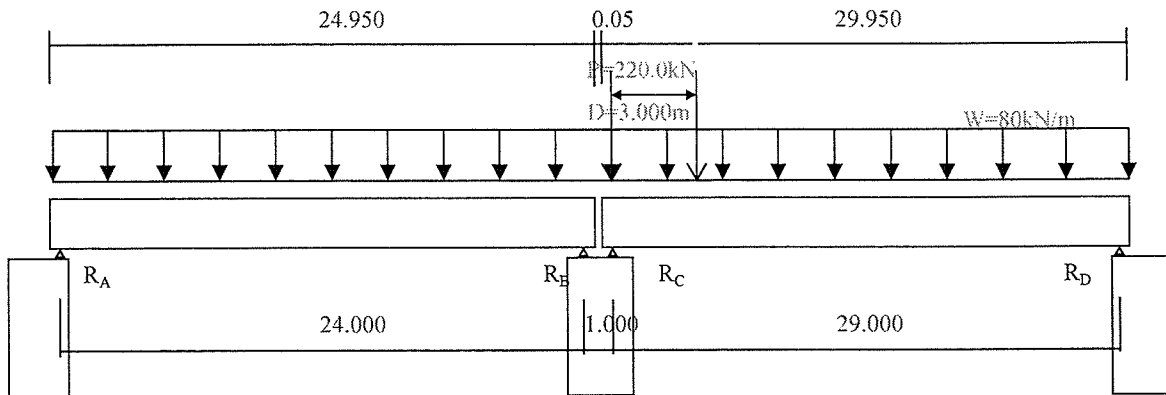
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.184	0.000	0.489	0.000	0.327		1.00
보도 하중 (단선)	0.950	0.000	0.232	0.000	-0.183		1.00

- PSC-e(30m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.240		0.334		0.426		1.00
보도 하중 (단선)	0.738		0.311		-0.049		1.00

■ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



$$\begin{aligned} R_A &= 998.000 \text{ KN} & , & & R_C &= 1615.241 \text{ KN} \\ R_B &= 998.000 \text{ KN} & , & & R_D &= 1220.759 \text{ KN} \end{aligned}$$

② 보도균집하중 재하시

$$\text{보도폭} : b = 0.85 \text{ m}$$

$$\text{균집하중} : W_m = 5.00 \text{ KN/m}^2$$

$$W_b = 0.85 \times 5.00 \times 24.95 \times 1/2 = 53.019 \text{ KN}$$

$$W_c = 0.85 \times 5.00 \times 29.95 \times 1/2 = 63.644 \text{ KN}$$

■ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	234.00	0.00	500.32	0.00	316.64		1050.97
R_{LC}	434.63	0.00	559.28	0.00	684.97		1678.89
ΣR_L	668.63	0.00	1059.61	0.00	1001.62		2729.85

■ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	257.22	0.00	562.03	0.00	357.91		1177.16
R_{LC}	472.51	0.00	612.00	0.00	752.21		1836.72
ΣR_L	729.73	0.00	1174.03	0.00	1110.12		3013.88

3) 차량 횡하중

- 연행집중하중으로 레일면 높이에서 교축에 직각이고 수평으로 100kN이 작용하는 것으로 한다.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.
- 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.

$$\begin{aligned}
 \sum PLf &= 0.000 \text{ kN} \\
 MLfb &= 0.000 \times 3.808 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 MLfc &= 0.000 \times 3.808 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \sum MLf &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- PSC BEAM

$$P_i = \left[\frac{MLf}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	MLf	$\sum X_i^2$	X_i	Pic(tf)	비 고
G1	0.000	5.780	1.700	0.000	↑
G2			0.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			0.000	0.000	↓
G5			-1.700	0.000	↓

- PSC-e

$$P_i = \left[\frac{MLf}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	MLf	$\sum X_i^2$	X_i	Pib(tf)	비 고
G1	0.000	5.780	1.700	0.000	↑
G2			0.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			0.000	0.000	↓
G5			-1.700	0.000	↓

4) 원심 하중

▣ 원심하중 계수 산정

$$\text{곡선반경 : } R = 3,500 \quad L = 24.000, \quad 29.000 \quad V = 250 \quad \text{km/hr}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times 3500} = 0.073 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.493}{127 \times 3,500} = 0.069 \quad \dots c \text{ 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.516 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.493 \quad \dots c \text{ 지점}$$

가) 복선

$$\text{교각반력 (PL) : } \quad \text{지점b} \quad 0.00 \quad \text{kN} \quad , \quad \text{지점c} \quad 63.64 \quad \text{kN}$$

$$P_{cb} = 0.00 \times 0.073 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$P_{cc} = 63.64 \times 0.069 = 4.391 \quad \text{kN}$$

$$\sum P_c = 4.391 \quad \text{kN}$$

$$M_{cb} = 0.000 \times 5.608 = 0.000 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cc} = 4.391 \times 5.608 = 24.625 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\sum M_c = 24.625 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$$R_{pi} = M_c \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \quad \text{m}^2$$

$$R_{pb1} = 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$R_{pb2} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$R_{pb3} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$R_{pb4} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$R_{pb5} = 0.000 \times -1.700 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

- PSC-e

$$\begin{aligned}
 R_{pi} &= M_c \times x_i / \sum x_i^2 \\
 \sum x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 \\
 &= 5.780 \text{ m}^2 \\
 R_{pc1} &= 24.625 \times 1.700 / 5.780 = 7.243 \text{ kN} \\
 R_{pc2} &= 24.625 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc3} &= 24.625 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc4} &= 24.625 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc5} &= 24.625 \times (-1.700) / 5.780 = -7.243 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

나) 단선

$$\begin{aligned}
 \text{교각반력 (PL) :} \quad & \text{지점b} \quad 1050.97 \text{ kN} \quad , \quad \text{지점c} \quad 1678.89 \text{ kN} \\
 P_{cb} &= 1050.97 \times 0.073 = 76.720 \text{ kN} \\
 P_{cc} &= 1678.89 \times 0.069 = 115.843 \text{ kN} \\
 \sum P_c &= 192.563 \text{ kN} \\
 M_{cb} &= 76.720 \times 5.608 = 430.246 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 M_{cc} &= 115.843 \times 5.608 = 649.648 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \sum M_c &= 1079.894 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$$\begin{aligned}
 R_{pi} &= M_c \times x_i / \sum x_i^2 \\
 \sum x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 \\
 &= 5.780 \text{ m}^2 \\
 R_{pb1} &= 430.246 \times 1.700 / 5.780 = 126.543 \text{ kN} \\
 R_{pb2} &= 430.246 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pb3} &= 430.246 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pb4} &= 430.246 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pb5} &= 430.246 \times (-1.700) / 5.780 = -126.543 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- PSC-e

$$\begin{aligned}
 R_{pi} &= M_c \times x_i / \sum x_i^2 \\
 \sum x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 \\
 &= 5.780 \text{ m}^2 \\
 R_{pc1} &= 649.648 \times 1.700 / 5.780 = 191.073 \text{ kN} \\
 R_{pc2} &= 649.648 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc3} &= 649.648 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc4} &= 649.648 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc5} &= 649.648 \times (-1.700) / 5.780 = -191.073 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5) 풍 하중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING	Wn1	=	3.000	×	2.000	×	2.800	=	16.800	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	2.800	×	0.6	=	5.040	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	5.309	×	12.475	=	198.689	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.159	×	14.975	=	231.768	kN
	Mn3b	=	198.689	×	3.0545	=	606.896	kN·m		
	Mn3c	=	231.768	×	3.130	=	725.318	kN·m		
	Σ Mn3							=	1332.214	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$$R_{ni} = \frac{Mn3 \times x_i}{\sum x_i^2}$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

Rnb1	=	606.896	×	1.700	/	5.780	=	178.499	kN
Rnb2	=	606.896	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnb3	=	606.896	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnb4	=	606.896	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnb5	=	606.896	×	-1.700	/	5.780	=	-178.499	kN

- PSC-e

$$R_{ni} = \frac{Mn3 \times x_i}{\sum x_i^2}$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

Rnc1	=	725.32	×	1.700	/	5.780	=	213.329	kN
Rnc2	=	725.32	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnc3	=	725.32	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnc4	=	725.32	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnc5	=	725.32	×	-1.700	/	5.780	=	-213.329	kN

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

$$\begin{aligned}
 \text{COPING} \quad Wt1 &= 1.500 \times 2.000 \times 2.800 = 8.400 \text{ kN} \\
 \text{가동} \quad Wt2 &= 1.500 \times 2.800 \times 0.6 = 2.520 \text{ kN/m} \\
 \text{상부구조} \quad Wn3b &= 1.500 \times 7.408 \times 12.475 = 138.622 \text{ kN} \\
 \quad Wn3c &= 1.500 \times 7.258 \times 14.975 = 163.033 \text{ kN} \\
 \quad Mn3b &= 138.622 \times 4.104 = 568.905 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \quad Mn3c &= 163.033 \times 4.179 = 681.315 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \quad \Sigma \quad Mn3 &= 1250.22 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$$\begin{aligned}
 Rti &= Mt3 \times xi / \Sigma xi^2 \\
 \Sigma xi^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 \\
 &= 5.780 \text{ m}^2 \\
 Rnb1 &= 568.905 \times 1.700 / 5.780 = 167.325 \text{ kN} \\
 Rnb2 &= 568.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 Rnb3 &= 568.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 Rnb3 &= 568.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 Rnb3 &= 568.905 \times -1.700 / 5.780 = -167.325 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- PSC-e

$$\begin{aligned}
 Rti &= Mt3 \times xi / \Sigma xi^2 \\
 \Sigma xi^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 \\
 &= 5.780 \text{ m}^2 \\
 Rnc1 &= 681.315 \times 1.700 / 5.780 = 200.387 \text{ kN} \\
 Rnc2 &= 681.315 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 Rnc3 &= 681.315 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 Rnc4 &= 681.315 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 Rnc5 &= 681.315 \times -1.700 / 5.780 = -200.387 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

6) 유수압 ($P = K \times V^2 \times A$)

$$K = 0.4 \text{ (원형)} : \text{교각의 형상에 따라 정해지는 계수}$$

$$\begin{aligned}
 V &= Q / A = 1400.00 / 720 \\
 &= 1.944 \text{ m/sec}
 \end{aligned}$$

$$A = 0.000 \text{ m}^2 : \text{교각의 연직투영면적}$$

$$P = 0.4 \times 1.944^2 \times 0.000 = 0 \text{ kN}$$

$$H = 0.6 \times \text{수심} = 0.6 \times 0.000 = 0 \text{ m}$$

7) 충돌 하중

▣ 유목에 의한 충돌하중 ($P = 0.1 \times W \times V$)

$$W = 100 \text{ kN} \quad : \text{유송물의 중량}$$

$$V = V_m / 0.85 = 1.944 / 0.85 = 2.287 \text{ m/sec} \quad : \text{표면유속}$$

$$P = 0.1 \times 100 \times 2.287 = 22.870 \text{ kN}$$

$$H = \text{수심} = 0 \text{ m}$$

▣ 자동차의 충돌하중

$$\text{- 차도방향에 대하여} = 1000 \text{ kN}$$

$$\text{- 차도 직각방향에 대하여} = 500 \text{ kN}$$

$$\text{- 작용높이} = 1.8 \text{ m}$$

8) 지진 하중 - 교각방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비고
시점측	H _{EB(교좌)}	108.75		109.17		108.69	326.61	1.0교좌+ 0.3교축
	H _{EB(교축)}	376.64		306.25		375.24	1058.12	0.3교좌+ 1.0교축
종점측	H _{EC(교좌)}	129.94		140.50		129.88	400.32	1.0교좌+ 0.3교축
	H _{EC(교축)}	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교좌+ 1.0교축

$$M_{eb(\text{교좌})} = 326.612 \times 1.718 = 561.119 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교좌})} = 400.324 \times 1.793 = 717.781 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$$R_{Ei(\text{교좌})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{Eb1} = 561.119 \times 1.700 / 5.780 = 165.035 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 561.119 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 561.119 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 561.119 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 561.119 \times -1.700 / 5.780 = -165.035 \text{ kN}$$

- PSC-e

$$R_{Ei(\text{교직})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{EC1} = 717.781 \times 1.700 / 5.780 = 211.112 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 717.781 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 717.781 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 717.781 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 717.781 \times -1.700 / 5.780 = -211.112 \text{ kN}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(\text{교직})}$	$M_{0E(\text{교직})}$	비고
기둥하단	632.226	7,465.032	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

■ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비고
시점측	$H_{EB(\text{교직})}$	267.11		268.14		266.96	802.20	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(\text{교축})}$	925.07		752.20		921.63	2598.90	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(\text{교직})}$	319.15		345.09		319.01	983.25	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(\text{교축})}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$$M_{eb(\text{교직})} = 802.204 \times 1.718 = 1378.186 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교직})} = 983.252 \times 1.793 = 1762.971 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$$R_{Ei(\text{교직})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{Eb1} = 1378.186 \times 1.700 / 5.780 = 405.349 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 1378.186 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 1378.186 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 1378.186 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 1378.186 \times -1.700 / 5.780 = -405.349 \text{ kN}$$

- PSC-e

$$R_{Ei(\text{교적})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\begin{aligned} \sum x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 \\ &= 5.780 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$R_{EC1} = 1762.971 \times 1.700 / 5.780 = 518.521 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 1762.971 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 1762.971 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 1762.971 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 1762.971 \times (-1.700) / 5.780 = -518.521 \text{ kN}$$

$$P_E = 802.20 + 983.252 = 1785.456 \text{ kN}$$

$$M_c = 1785.456 \times 1.718 = 3067.413 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(\text{교적})}$	$M_{0E(\text{교적})}$	비 고
기둥 하단	1.552.836	18335.17	1.0교적+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간	우측 경간
고정하중	2755.000 kN	3129.000 kN
편 심	0.500 m	-0.500 m

$$M_d = 2755 \times 0.500 + 3129 \times -0.500 = -187.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간	우측 경간
활하중	단선재 하시	1050.966 kN	1678.885 kN
	복선재 하시	0.000 kN	63.644 kN
편 심		0.500 m	-0.500 m

$$M_{L\text{단선}} = 1050.97 \times 0.500 + 1678.89 \times -0.500 = -313.960 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 0.00 \times 0.500 + 63.64 \times -0.500 = -31.822 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간	우측 경간
활하중	단선재 하시	1177.162 kN	1836.719 kN
	복선재 하시	0.000 kN	63.644 kN
편 심		0.500 m	-0.500 m

$$M_{L\text{단선}} = 1177.16 \times 0.500 + 1836.72 \times -0.500 = -329.778 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 0.00 \times 0.500 + 63.64 \times -0.500 = -31.822 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 풍 하중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

$$\begin{aligned} \text{COPING} \quad W_{n1} &= 3.000 \times 1.200 \times 5.100 = 18.360 \text{ kN} \\ &3.000 \times 0.800 \times 4.050 = 9.720 \text{ kN} \\ &(\quad 18.360 + 9.720 \quad) / 5.100 = 5.506 \text{ kN/m} \\ \text{기둥} \quad W_{n2} &= 3.000 \times 2.800 \times 0.6 = 5.040 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

$$\begin{aligned} \text{COPING} \quad W_{n1} &= 1.500 \times 1.200 \times 5.100 = 9.180 \text{ kN} \\ &1.500 \times 0.800 \times 4.050 = 4.860 \text{ kN} \\ &(\quad 9.180 + 4.860 \quad) / 5.100 = 2.753 \text{ kN/m} \\ \text{기둥} \quad W_{t2} &= 1.500 \times 2.800 \times 0.6 = 2.520 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5) 제동하중 및 시동하중

▶ 고정슈에 작용하는 교축방향 수평하중

$$T_f = T - \frac{1}{2} \mu_m \cdot R_m \geq T/2$$

여기서, T ; 교량거더로부터의 전수평력

μ_m ; 가동측 받침의 마찰계수 0.15

R_m ; 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

▶ 가동슈에 작용하는 교축방향 수평하중

$$T_m = \mu_m \cdot R_m \leq T/2$$

① KL2012

가) 제동하중 ; $20\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 6000\text{kN}$ (1레도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 20 \times 25.000 = 500.000 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 20 \times 30.000 = 600.000 \text{ kN}$$

나) 시동하중 ; $33\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 1000\text{kN}$ (1레도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T = 33 \times 25.000 = 825.000 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T = 33 \times 30.000 = 990.000 \text{ kN}$$

다) 고정단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

$$R_m = 2755.00 + 998.000 = 3753.000 \text{ kN}$$

$$T_f = T - \frac{1}{2} \mu_m \cdot R_m \geq T/2$$

$$= 500.00 - 281.475 \text{ (제동하중)}$$

$$= 825.00 - 281.475 \text{ (시동하중)}$$

$$= 218.53 < T/2 = 250.00 \text{ (제동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$= 543.53 > T/2 = 412.50 \text{ (시동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$\therefore T_f = 250.00 \text{ kN(제동하중)}, 543.53 \text{ kN(시동하중)}$$

라) 가동단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

$$R_m = 3129.00 + 1615.24 = 4744.241 \text{ kN}$$

$$T_m = \mu_m \cdot R_m \leq T/2$$

$$= 711.636 > T/2 = 300.000 \text{ (제동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$= 711.636 > T/2 = 495.000 \text{ (시동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$\therefore T_m = 300.000 \text{ kN(제동하중)}, 495.000 \text{ kN(시동하중)},$$

마) 설계수평력

$$\begin{aligned} T(\text{단선}) &= T_f + T_m = 543.525 + 495.000 = 1038.525 \text{ kN} \\ T(\text{복선}) &= T_f + T_m = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 2 \times 3 \times 24.950 = 149.700 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} T_f &= T - \frac{1}{2} \cdot \mu_m \cdot R_m \geq T/2 \\ &= 149.70 - 206.625 \\ &= -56.93 < T/2 = 74.85 \end{aligned}$$

$$\therefore T_f = 74.85 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 2 \times 3 \times 29.950 = 179.700 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} T_m &= \mu_m \cdot R_m \leq T/2 \\ &= 469.350 > T/2 = 89.850 \end{aligned}$$

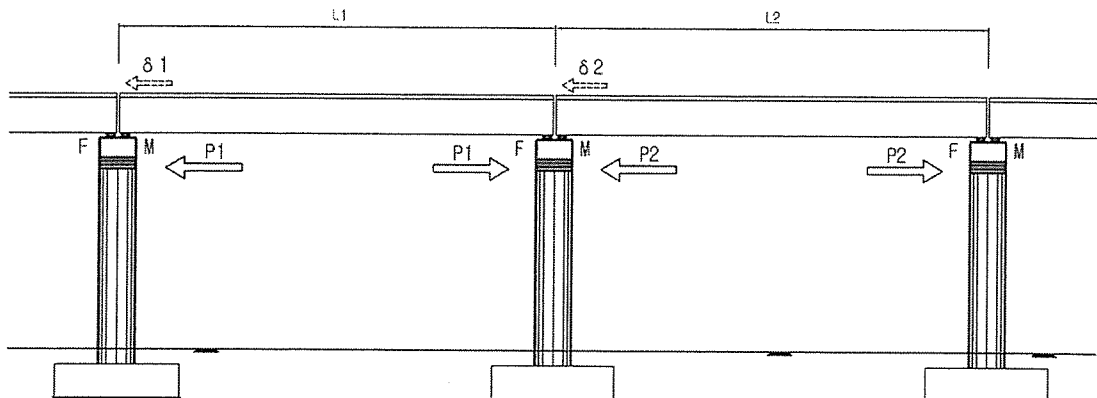
$$\therefore T_m = 89.85 \text{ kN}$$

$$T_L = T_b + T_c = 74.850 + 89.850 = 164.700 \text{ kN}$$

7) 온도 하중

; 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다.

; 단경간 연속교의 경우 전.후 경간의 온도하중의 방향이 반대이므로 고정단에 작용하는 수평력과 가동단에 작용하는 수평력의 차를 사용한다.



▶ 받침 마찰계수; 0.150

가) 상부 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$T_{s1} = 2755.00 \times 0.150 = 413.250 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = 3129.00 \times 0.150 = 469.350 \text{ kN}$$

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$Ts1' = 3932.16 \times 0.150 = 589.824 \text{ kN}$$

$$Ts2' = 4965.72 \times 0.150 = 744.858 \text{ kN}$$

다) 온도변화에 의한 수평력산정

▶ $\delta = \Delta t \times \alpha \times L$ 여기서 Δt : 온도변화
 $\alpha 1$: 강합성교의 선팽창계수 (0.000012)
 $\alpha 2$: 콘크리트교의 선팽창계수 (0.000010)

$$\therefore \delta 1 = 15 \times 0.00001 \times 24.000 = 0.0036 \text{ m}$$

$$\therefore \delta 2 = 15 \times 0.00001 \times 29.000 = 0.00435 \text{ m}$$

▶ 등가수평력

$$\delta 1 = [P \cdot L^3] / [3 \cdot E \cdot I]$$

$$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 518.579 \text{ kN}$$

여기서 E: 27500 MPa

I: 3.017 m⁴

L: 12.000 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	413.250	518.579	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용
고정하중+열차하중+시제동하중	589.824	1062.104	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용

$$\delta 2 = [P \cdot L^3] / [3 \cdot E \cdot I]$$

$$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 626.616 \text{ kN}$$

여기서 E: 27500 MPa

I: 3.017 m⁴

L: 12.000 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	469.350	626.616	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용
고정하중+열차하중+시제동하중	744.858	1121.616	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용

라) 적용온도하중

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 등가수평력이 작용할 경우 하중방향이 반대방향이므로 상쇄됨.

; 시점부 및 종점부 받침중 1개소만 등가수평력이 작용할 경우 가동단이 미끄러지므로

등가수평력중 작은값과 등가수평력 차이 값중 큰값을 적용

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 슈마찰력이 작용할 경우 슈마찰력중 큰 값을 적용.

; 시제동하중 작용시 적용 온도하중은 시제동하중에 의한 수평력을 제외하여 적용함.

구분	작용수평력	비고
고정하중	469.350	슈마찰력: MAX(Ts1, Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	249.858	슈마찰력: MAX(Ts1', Ts2')-시제동하중(순차적으로 가동)

8) 지진하중 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E}(\text{교축})$	$M_{0E}(\text{교축})$	비고
기둥하단	1062.95	11353.42	0.3교 직+1.0교 축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

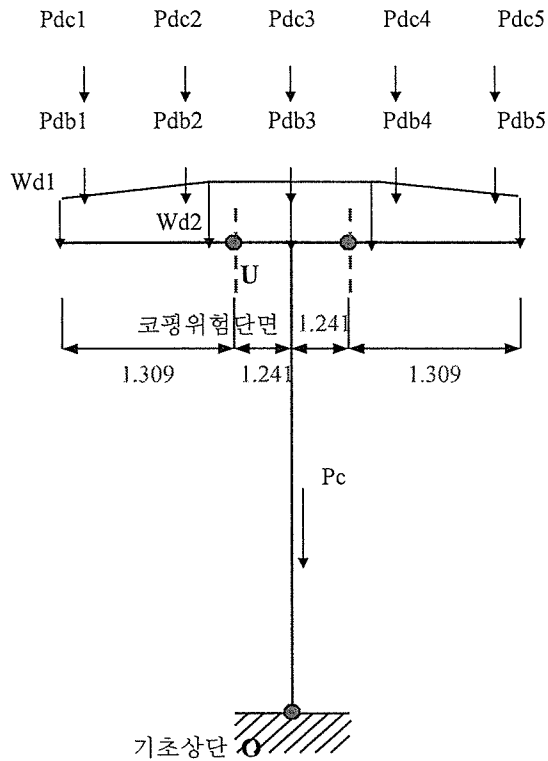
■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E}(\text{교축})$	$M_{0E}(\text{교축})$	비고
기둥하단	2610.77	27885.59	0.3교 직+1.0교 축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

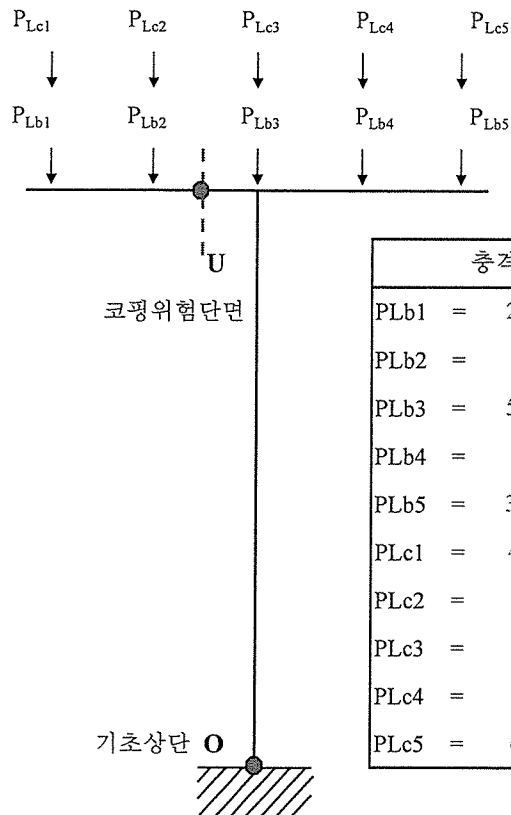
1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



Pdb1	=	946.00	kN
Pdb2	=	0.00	kN
Pdb3	=	867.00	kN
Pdb4	=	0.00	kN
Pdb5	=	942.00	kN
Pdc1	=	1086.00	kN
Pdc2	=	0.00	kN
Pdc3	=	1033.00	kN
Pdc4	=	0.00	kN
Pdc5	=	1010.00	kN
Wd1	=	82.320	kN/m
Wd2	=	137.200	kN/m
Pc	=	1508.593	kN

구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	946.000	0.459	946.000	434.481	1.700	946.000	1608.200
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	867.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	867.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	942.000	0.459	942.000	432.644	-1.700	942.000	-1601.400
Pcd1	1086.000	0.459	1086.000	498.781	1.700	1086.000	1846.200
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	1033.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	1033.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	1010.000	0.459	1010.000	463.875	-1.700	1010.000	-1717.000
Wd1	109.76	0.609	115.248	70.21856701	0.000	230.496	0.000
Wd2	137.200	0.130	35.57353216	4.611793696	0.000	411.600	0.000
Pc	1508.593	-1.241	0.000	0	0.000	1508.593	0.000
합 계			2246.82	1008.092		8034.689	136.000

2-2) 활 하중 (L.C 2-2): 단선



충격 미고려시		충격고려시(모멘트)	
PLb1	= 234.000 kN	PLb1	= 257.220 kN
PLb2	= 0.000 kN	PLb2	= 0.000 kN
PLb3	= 500.322 kN	PLb3	= 562.032 kN
PLb4	= 0.000 kN	PLb4	= 0.000 kN
PLb5	= 316.644 kN	PLb5	= 357.910 kN
PLc1	= 434.63 kN	PLc1	= 472.51 kN
PLc2	= 0.00 kN	PLc2	= 0.00 kN
PLc3	= 559.28 kN	PLc3	= 612.00 kN
PLc4	= 0.00 kN	PLc4	= 0.00 kN
PLc5	= 684.97 kN	PLc5	= 752.21 kN

▶ 충격 미고려시

구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	234.000	0.459	234.000	107.472	1.700	234.000	397.800
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	500.322	-1.241	0.000	0.000	0.000	500.322	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	316.644	0.459	316.644	145.429	-1.700	316.644	-538.294
PLc1	434.627	0.459	434.627	199.616	1.700	434.627	738.866
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	559.284	-1.241	0.000	0.000	0.000	559.284	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	684.974	0.459	684.974	314.597	-1.700	684.974	-1164.456
합 계			1001.618	460.025		2729.851	566.085

Moy= -313.960 kN·m

Ho= 0.000 kN

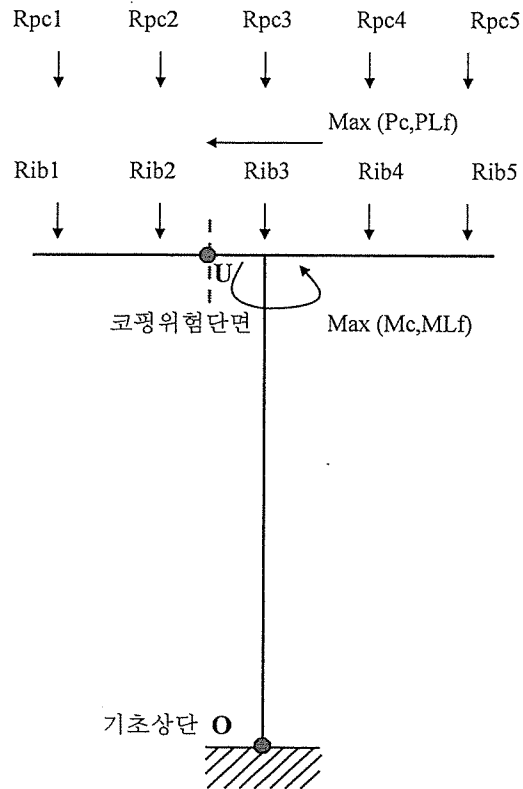
▶ 충격 고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	257.220	0.459	257.220	118.137	1.700	257.220	437.274
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	562.032	-1.241	0.000	0.000	0.000	562.032	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	357.910	0.459	357.910	164.382	-1.700	357.910	-608.447
PLc1	472.507	0.459	472.507	217.014	1.700	472.507	803.262
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	612.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	612.000	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	752.212	0.459	752.212	345.477	-1.700	752.212	-1278.760
합 계			1110.121	509.859		3013.881	646.670

Moy= -329.778 kN·m

Ho= 0.000 kN

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (단선)

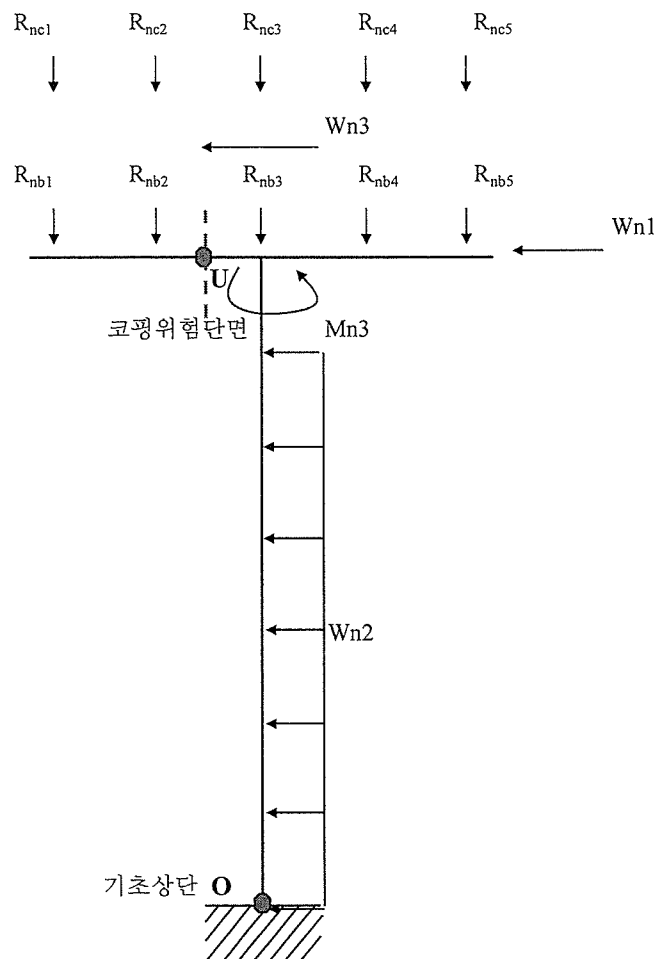
Pc	=	192.563	kN
Mc	=	1079.894	kN·m

Max (PLf, Pc)	=	192.563	kN
Max (MLf, Mc)	=	1079.894	kN·m

Rib1	=	126.543	kN
Rib2	=	0.000	kN
Rib3	=	0.000	kN
Rib4	=	0.000	kN
Rib5	=	-126.543	kN
Rpc1	=	191.073	kN
Rpc2	=	0.000	kN
Rpc3	=	0.000	kN
Rpc4	=	0.000	kN
Rpc5	=	-191.073	kN

구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	126.543	0.459	126.543	58.119	1.700	126.543	215.123
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	-126.543	0.459	-126.543	-58.119	-1.700	-126.543	215.123
Pcd1	191.073	0.459	191.073	87.756	1.700	191.073	324.824
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	-191.073	0.459	-191.073	-87.756	-1.700	-191.073	324.824
Pc	192.563	-	-	-	12.000	-	2310.756
합 계			317.616	145.875		0.000	3390.650

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

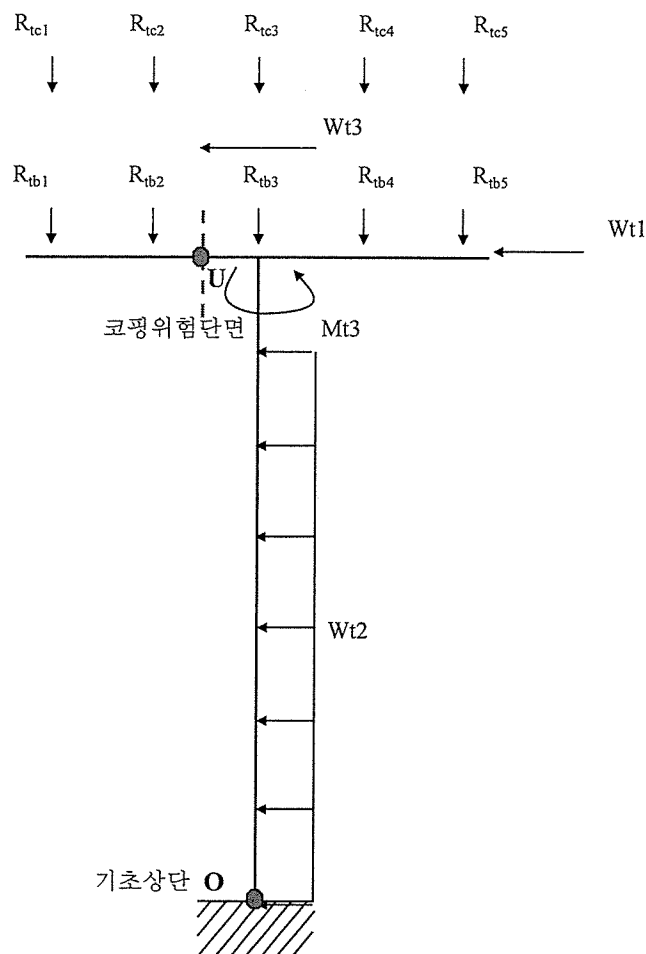


Wn1	=	16.800	kN
Wn2	=	5.040	kN/m
Wn3b	=	198.689	kN
Wn3c	=	231.768	kN
Mn3	=	1332.214	kN·m

Rnb1	=	178.499	kN
Rnb2	=	0.000	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	0.000	kN
Rnb5	=	-178.499	kN
Rnc1	=	213.329	kN
Rnc2	=	0.000	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	0.000	kN
Rnc5	=	-213.329	kN

구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rnb1	178.499	0.459	178.499	81.981	1.700	178.499	303.448
Rnb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb5	-178.499	0.459	-178.499	-81.981	-1.700	-178.499	303.448
Rnc1	213.329	0.459	213.329	97.978	1.700	213.329	362.659
Rnc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc5	-213.329	0.459	-213.329	-97.978	-1.700	-213.329	362.659
Wn1	16.80	-	-	-	12.000	-	201.600
Wn2	50.40	-	-	-	5.000	-	252.000
Wn3	430.46	-	-	-	12.000	-	5165.484
합 계	497.657		391.828	179.960		0.000	6951.298

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

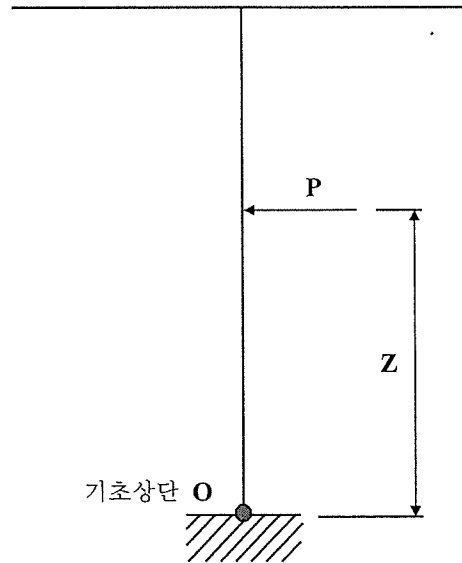


Wt1	=	8.400	kN
Wt2	=	2.520	kN/m
Wt3b	=	138.622	kN
Wt3c	=	163.033	kN
Mt3	=	568.905	kN·m

Rtb1	=	167.325	kN
Rtb2	=	0.000	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	0.000	kN
Rtb5	=	-167.325	kN
Rtc1	=	200.387	kN
Rtc2	=	0.000	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	0.000	kN
Rtc5	=	-200.387	kN

구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rtb1	167.325	0.459	167.325	76.849	1.700	167.325	284.453
Rtb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb5	-167.325	0.459	-167.325	-76.849	-1.700	-167.325	284.453
Rtc1	200.387	0.459	200.387	92.034	1.700	200.387	340.658
Rtc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc5	-200.387	0.459	-200.387	-92.034	-1.700	-200.387	340.658
Wt1	8.40	-	-	-	12.000	-	100.800
Wt2	25.20	-	-	-	5.000	-	126.000
Wn3	301.66	-	-	-	12.000	-	3619.860
합 계	335.255		367.712	168.884		0.000	5096.880

6) 유수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	1.500	m

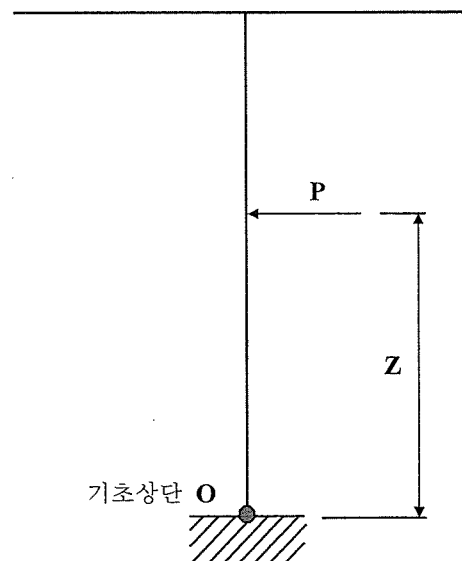
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 0.000 \times 1.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 0.000 \text{ kN}$$

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	3.300	m

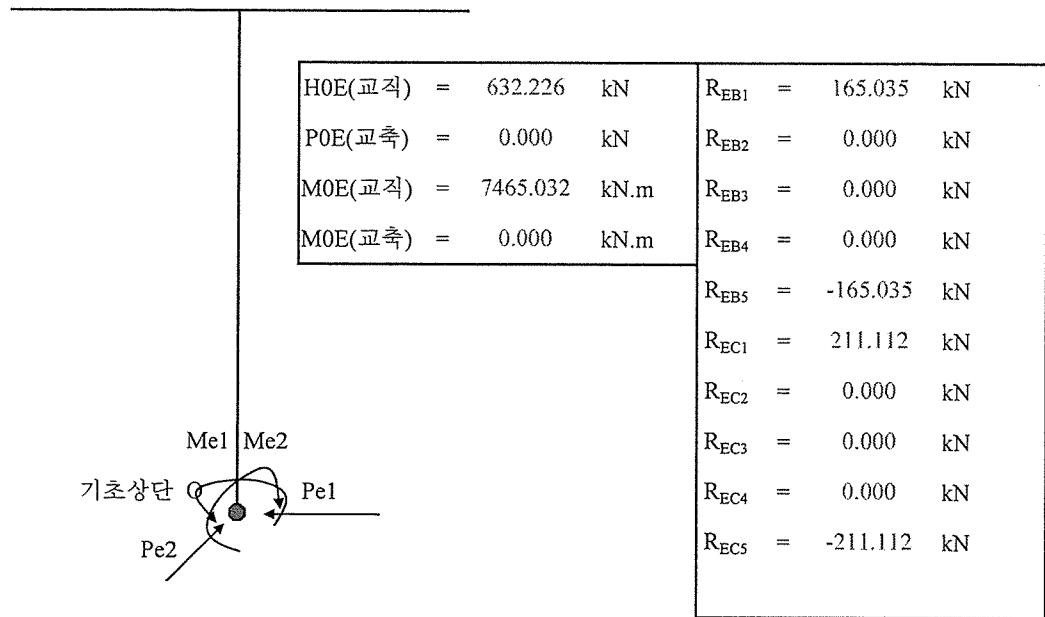
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 1000.000 \times 3.300 = 3300.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

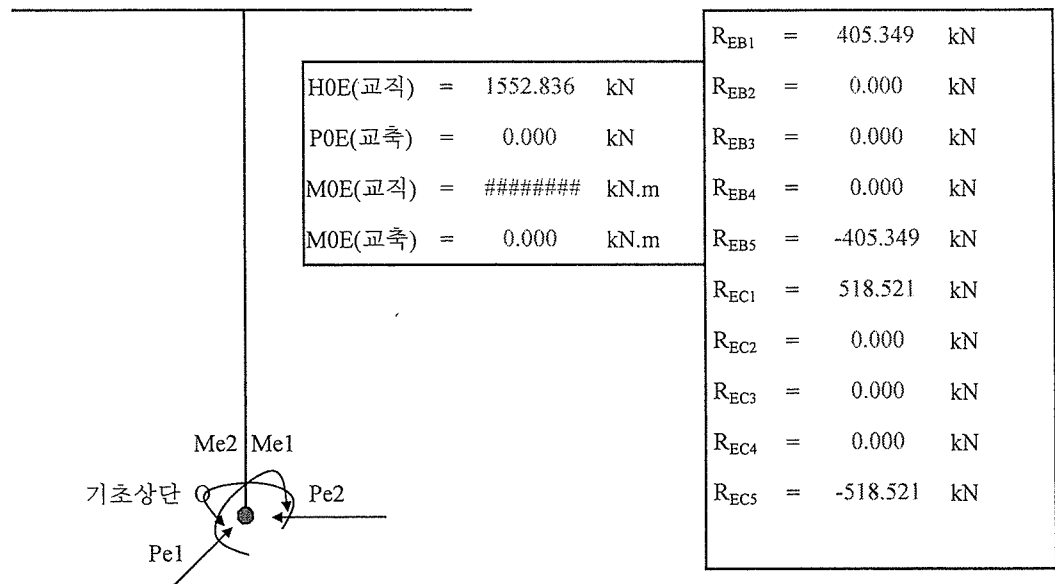
$$H_o = 1000.000 \text{ kN}$$

8) 지진하중 (L.C 8) : 100년



구 분	하 중	교평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	165.035	0.459	165.035	75.798	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-165.035	0.459	-165.035	-75.798	-	-	-
REC1	211.112	0.459	211.112	96.960	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-211.112	0.459	-211.112	-96.960	-	-	-
He1	632.226	-	-	-	-	-	7465.032
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			376.147	172.758			

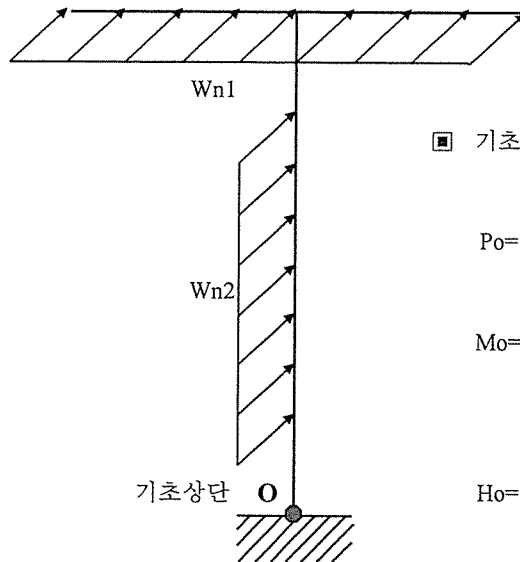
9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	405.349	0.459	405.349	186.170	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-405.349	0.459	-405.349	-186.170	-	-	-
REC1	518.521	0.459	518.521	238.147	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-518.521	0.459	-518.521	-238.147	-	-	-
He1	1552.836	-	-	-	-	-	18335.167
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			923.870	424.317			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



$$W_{n1} = 5.506 \text{ kN/m}$$

$$W_{n2} = 5.040 \text{ kN/m}$$

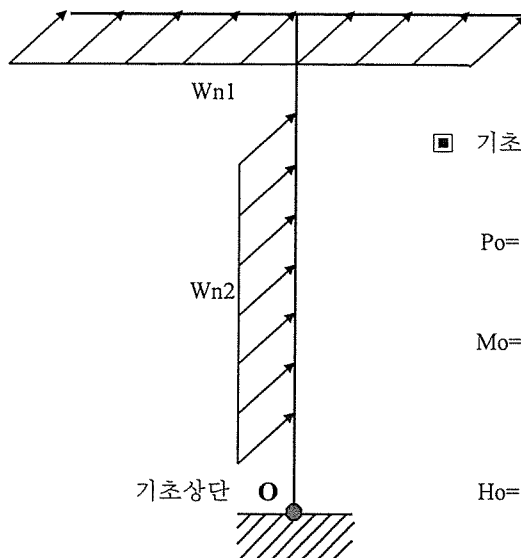
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 28.081 \times 11.000 + 50.400 \times 5.000 = 560.887 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 78.4806 \text{ kN}$$

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



$$W_{n1} = 2.753 \text{ kN/m}$$

$$W_{n2} = 2.520 \text{ kN/m}$$

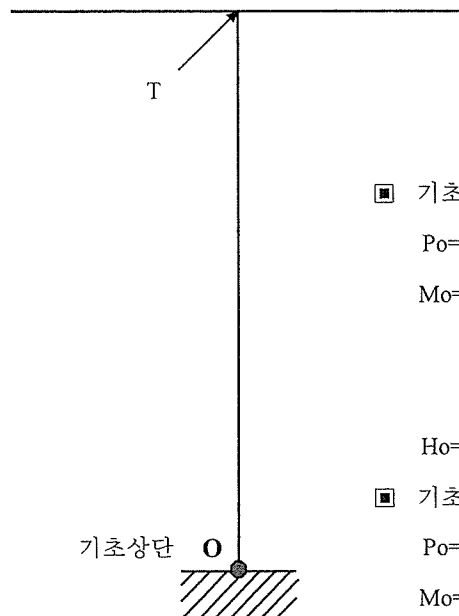
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 14.040 \times 11.000 + 25.200 \times 5.000 = 280.443 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 39.2403 \text{ kN}$$

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f\text{복선}}$	=	0.000	kN
$T_{m\text{복선}}$	=	0.000	kN
$T_{f\text{단선}}$	=	543.525	kN
$T_{m\text{단선}}$	=	495.000	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_o &= 0.000 \times 12.400 + \\ &\quad 0.000 \times 12.550 \\ &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 0.00 \text{ kN}$$

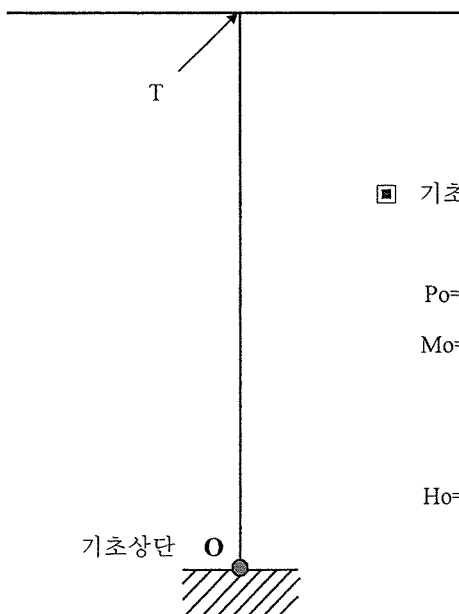
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_o &= 543.525 \times 12.400 + \\ &\quad 495.000 \times 12.550 \\ &= 12951.960 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 1038.53 \text{ kN}$$

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	74.850	kN
T_m	=	89.850	kN

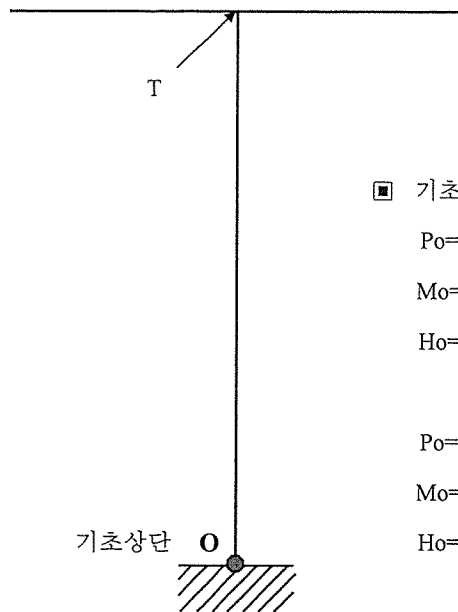
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_o &= 74.850 \times 12.400 + \\ &\quad 89.850 \times 12.550 \\ &= 2055.758 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 164.700 \text{ kN}$$

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	469.350	kN
시제동하중 작용시	=	249.858	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 469.350 \times 12.400 = 5819.940 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

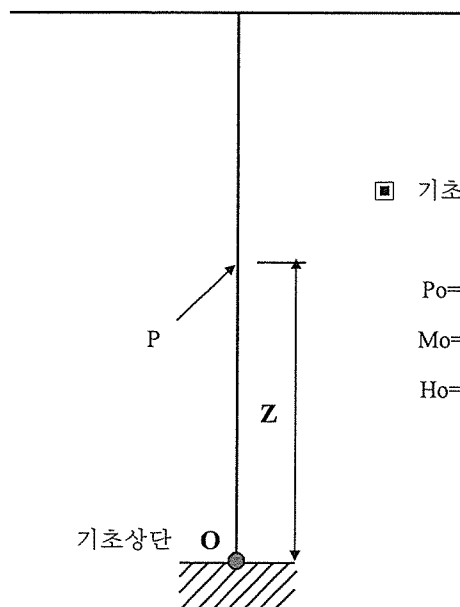
$$H_o = 469.350 \text{ kN}$$

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 249.858 \times 12.400 = 3098.237 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 249.858 \text{ kN}$$

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	3.300	M

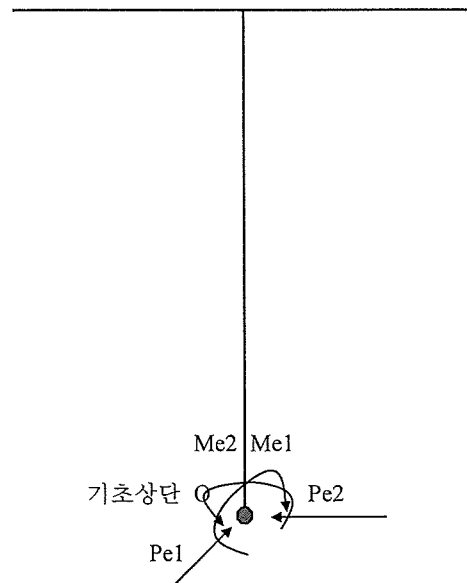
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 500.000 \times 3.300 = 1650.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 500.000 \text{ kN}$$

7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

Pe2= 0.000 kN

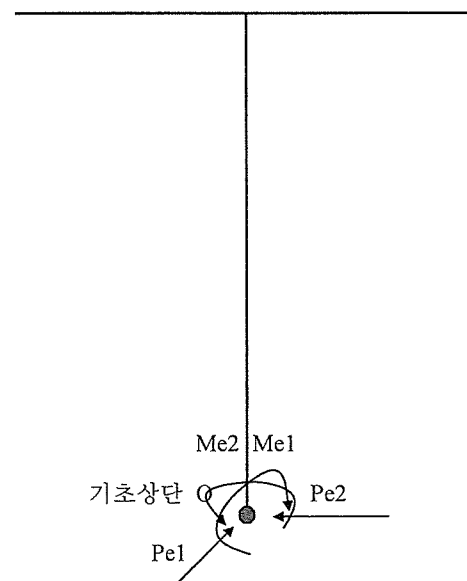
He1= 1062.955 kN·m

He2= 0.000 kN·m

Me1= ##### kN

Me2= 0.000 kN

8) 지진하중 (L.C 17) : 1000년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

Pe2= 0.000 kN

He1= 2610.766 kN·m

He2= 0.000 kN·m

Me1= ##### kN

Me2= 0.00 kN

5-1. 단면력 및 하중조합

5-1.1 COPING

1) 각 하중별 단면력

(COPING)

하 중 경 우			전단력(P) (kN)	모멘트(M) (kN·m)	비 고
Load Case 1	고 정 하 중+ 자 중		2,247	1,008	
Load Case 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	43	20	단선교량
		충격 고려시	43	20	단선교량
Load Case 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	1,002	460	
		충격 고려시	1,110	510	
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	7	3	단선교량
Load Case 3-2		단 선	318	146	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)		392	180	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)		368	169	
Load Case 6	유 수 압		-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중		-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)		376	173	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)		924	424	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)

하 중 경 우	고정 하중 + 자중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수 압	충돌에 의한 하중	지진 하중 (100)	지진 하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을때	열차가 있을때							
comb 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	2,297	1,031	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	3,675	1,664	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	2,639	1,188	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	2,665	1,200	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	4,042	1,833	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	2,290	1,028	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	3,357	1,518	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	2,639	1,188	

3) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

(COPING)

하중 경우	고정 하중 + 자중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수 압	충돌 에 의 한 하 중	지진 하중 (100)	지진 하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때							
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	3,123	1,402	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	5,516	2,501	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	3,676	1,650	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	5,879	2,662	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	3,103	1,393	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	5,032	2,279	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	3,562	1,604	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	3,600	1,621	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	5,513	2,500	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	3,094	1,389	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	4,587	2,075	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	3,166	1,426	
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00		3,514	1,590	운행성
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-		1.00	4,062	1,842	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

5-1.2 기초상면

1) 각 하중별 단면력

(기초상면)

하 중 경 우				교직 수평력 (kN)	교축 수평력 (kN)	연직력 (kN)	교직 모멘트 (kN·m)	교축 모멘트 (kN·m)
교 직 방 향	L.C 1	고 정 하 중 + 자 중		-	-	8,035	136	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	64	73	32
			충격 고려시	-	-	64	73	32
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	2,730	566	314
			충격 고려시	-	-	3,014	647	330
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	4	-	-	77	-
	L.C 3-2		단 선	193	-	-	3,391	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		498	-	-	6,951	-
교 직 방 향	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		335	-	-	5,097	-
	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	3,300	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		632	-	-	7,465	-
교 축 방 향	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		1,553	-	-	18,335	-
	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	78	-	-	561
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	39	-	-	280
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	-	-	-	-
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	1,039	-	-	12,952
	L.C 13	장대레일중하중		-	165	-	-	2,056
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	469	-	-	5,820
			시제동하중 작용	-	250	-	-	3,098
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	1,650
교 축 방 향	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	1,063	-	-	11,353
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	2,611	-	-	27,886

2) 하중조합에 의한 단면력

가. 사용하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중 조합	교 축 직 각 방 향										교 축 방 향						비 고
	고정 하중	활하중 (충격 고려)		형하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중	
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때				복선	단선					
combo 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1.2
combo 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1.2
combo 3	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 4	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 5	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.4
combo 6	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00		1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 7	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 8	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 9	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 10	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.8

구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 1	8,098	4	286	-	32	
combo 2	11,049	193	4,173	-	330	
combo 3	8,098	4	286	469	5,852	
combo 4	11,049	193	4,173	469	6,150	
combo 5	8,035	498	7,087	548	6,381	
combo 6	8,098	340	5,383	454	5,466	
combo 7	11,049	528	9,270	1,492	18,716	
combo 8	8,098	1,000	3,509	500	1,682	
combo 9	11,049	1,000	4,083	500	1,980	
combo 10	8,035	1,498	10,387	578	2,211	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중경우	교 축 직 각 방 향										교 축 방 향							
	고정하중	활하중 (충격고려)		형하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중 (100)	교축직각지진하중 (1000)	시동및제동하중		장대 레일 종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중 (100)	교축방향지진하중 (1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 25	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 26	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 $0.89 = (1/(1+충격계수))$

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 11	10,965	6	422	-	59	철설기 8.3.1
comb 12	16,423	260	5,957	-	610	철설기 8.3.1
comb 13	12,957	7	458	-	51	철설기 8.3.2
comb 14	17,678	308	6,677	-	528	철설기 8.3.2
comb 15	10,936	6	390	634	7,901	철설기 8.3.3
comb 16	15,066	260	5,666	634	8,319	철설기 8.3.3
comb 17	10,847	672	9,568	740	8,614	철설기 8.3.4
comb 18	10,936	459	7,271	621	7,484	철설기 8.3.5
comb 19	15,066	713	12,547	2,075	26,034	철설기 8.3.5
comb 20	10,936	1,350	4,740	675	2,272	철설기 8.3.7
comb 21	15,066	1,350	5,544	675	2,689	철설기 8.3.7
comb 22	9,642	1,797	12,465	694	2,653	철설기 8.3.8
comb 23	10,717	-	712	1,063	11,647	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 24	10,717	632	8,177	-	294	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 25	10,717	-	712	2,611	28,179	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 26	10,717	1,553	19,047	-	294	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

다. 최소축하중, 최대편심에 대해 설계할 경우

(기초상면)

하중경우	교 축 직 각 방 향										교 축 방 향							
	고정 하중	활하중 (충격고려)		형하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때					복선	단선					
comb 27	0.80	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 28	0.80	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 29	0.80	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 30	0.80	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 31	0.80	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 32	0.80	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 33	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 34	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 35	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 36	0.80	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 37	0.80	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 38	0.90	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 39	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 40	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 41	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 42	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 27	6,545	6	348	-	59	철설기 8.3.1
comb 28	12,003	260	5,883	-	610	철설기 8.3.1
comb 29	6,530	7	349	-	51	철설기 8.3.2
comb 30	11,250	308	6,569	-	528	철설기 8.3.2
comb 31	6,517	6	315	634	7,901	철설기 8.3.3
comb 32	10,647	260	5,592	634	8,319	철설기 8.3.3
comb 33	6,428	672	9,493	740	8,614	철설기 8.3.4
comb 34	6,517	459	7,196	621	7,484	철설기 8.3.5
comb 35	10,647	713	12,472	2,075	26,034	철설기 8.3.5
comb 36	6,517	1,350	4,666	675	2,272	철설기 8.3.7
comb 37	10,647	1,350	5,469	675	2,689	철설기 8.3.7
comb 38	7,231	1,797	12,424	694	2,653	철설기 8.3.8
comb 39	10,717	-	712	1,063	11,647	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 40	10,717	632	8,177	-	294	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 41	10,717	-	712	2,611	28,179	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 42	10,717	1,553	19,047	-	294	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

라. 기초 검토 하중

(기초상면)

하중경우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향							
	고정하중	활하중 (충격미고려)		형하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)	
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때					복선	단선						
comb 43	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 44	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 45	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 46	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 47	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 48	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	
comb 49	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	-	
comb 50	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 51	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 52	1.00	-	-	-	-	1.20	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 53	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00		
comb 54	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-		
comb 55	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 56	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	

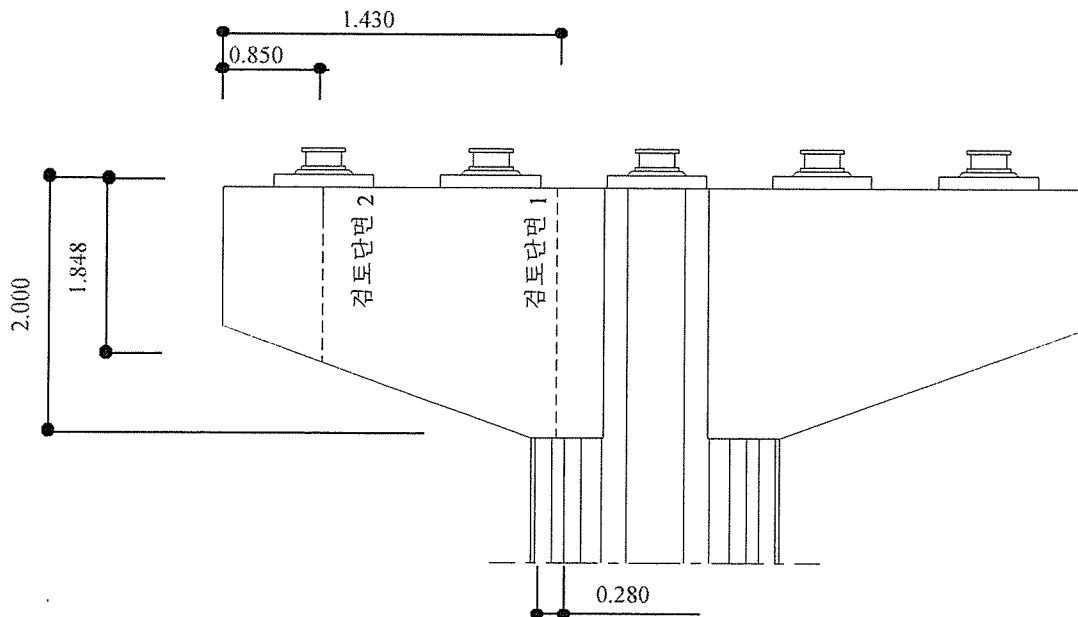
구 분	연 직 력 (kN)	교 직 수 평 력 (kN)	교 직 모 멘 트 (kN·m)	교 축 수 평 력 (kN)	교 축 모 멘 트 (kN·m)	비 고
combo 43	8,098	4	286	-	32	철설기 8.3.1
combo 44	10,765	193	4,093	-	314	철설기 8.3.1
combo 45	8,098	4	286	469	5,852	철설기 8.3.3
combo 46	10,765	193	4,093	469	6,134	철설기 8.3.3
combo 47	8,035	498	7,087	548	6,381	철설기 8.3.4
combo 48	8,098	340	5,383	454	5,466	철설기 8.3.5
combo 49	10,765	528	9,190	1,492	18,700	철설기 8.3.5
combo 50	8,098	1,000	3,509	500	1,682	철설기 8.3.7
combo 51	10,765	1,000	4,002	500	1,964	철설기 8.3.7
combo 52	8,035	1,597	11,778	594	2,323	철설기 8.3.8
combo 53	10,765	-	702	1,063	11,667	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
combo 54	10,765	632	8,167	-	314	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
combo 55	10,765	-	702	2,611	28,200	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
combo 56	10,765	1,553	19,037	-	314	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

6. Coping 설계

6.1 단면력 집계

; 원형기둥을 포함하는 경우는 기둥에서 D/10만큼 들어간 위치에서 검토한다.

구 분		하 중 조 합	COPING 단면력	비 고
사용하중	최대모멘트	comb 5	1,833	
계수하중	최대모멘트	comb 14	2,662	
	최대전단력	comb 14	5,879	



6. 코핑 단면 검토

6.1 Deep Beam 검토

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.84$ $\Phi_f = 0.90$ $\Phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2,800	2,000	1,850	150	2.662	5,879	1.833

$L_n = 1160.00 \text{ mm}$ $L_n/D = 1160.00 / 1850.00 = 0.627 < 4$

∴ DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	21	EA =	10,641 mm ² ,	d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	25	-	21	EA =	10,641 mm ² ,	d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	- mm ² ,	d2 =	300 mm

→ Use As (total) = 21281.400 mm² [사용률 5.292 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 119.224 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a/k_1) - d_c) / (a/k_1) = 0.03592 > 0.004 \text{ - O.K.}$

$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , $\Phi_f = 0.90$ 적용

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\{f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$$

→ Req $A_s = 4021.669 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 207.325 \text{ mm}^2$$

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.0034$$

$$\text{중 큰 값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 18.130 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4/3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5.362 \text{ mm}^2$$

∴ $P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max}$ -----> 철근비 만족

∴ OK!!

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 119.224 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 12954.669 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 2662.122 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 4.866] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

2) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 2800.0 \times 1850.00 / 1000 = 4019.37 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 4019.37 < V_u = 5879.294 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요함!!}$$

$$\Phi V_{\max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}} / 6) \cdot b_w \cdot d = 20096.854 \text{ kN} > 5879.294 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 전단철근량 산정

$$\text{수직 전단철근량 : } A_v, \text{ 간격 : } S_v \Rightarrow A_{v_{\min}} = 0.0025 \times b \times S_v, \quad S_v \leq (d/5, 300\text{mm})$$

$$\text{수평 전단철근량 : } A_h, \text{ 간격 : } S_h \Rightarrow A_{h_{\min}} = 0.0015 \times b \times S_h, \quad S_h \leq (d/5, 300\text{mm})$$

$$V_u = \Phi V_n = \Phi (V_c + V_s)$$

$$S_v = 200 \text{ mm} \leq d/5, 300\text{mm} = 200 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$d/5 = 1850.0 / 5 = 370 \text{ mm}$$

$$\text{H 19 사용, } A_v = 6 \times 287 = 1,719 \text{ mm}^2 \geq 0.0025 \times b \times S_v \quad \therefore \text{O.K}$$

$$0.0025 \times b \times S_v = 0.0025 \times 2800 \times 200 = 1,400 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{H19 - 6 EA } S = 200 \text{ mm 로 배근}$$

$$S_h = 200 \text{ mm} \leq d/5, 300\text{mm} = 200 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$d/5 = 1850.0 / 5 = 370.000 \text{ mm}$$

$$\text{H 19 사용, } A_h = 6 \times 286.500 = 1719.000 \text{ mm}^2 \geq 0.0015 \times b \times S_h \quad \therefore \text{O.K}$$

$$0.0015 \times b \times S_h = 0.0015 \times 2800 \times 200.00 = 840.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{H19 - 6 EA } S = 200.00 \text{ mm 로 배근}$$

$$\Phi V_s = \Phi \{ A_v / S_1 \times (1 + \ln/d) / 12 + A_h / S_2 \times (11 - \ln/d) / 12 \} f_y \times d = 5406.255 \text{ kN}$$

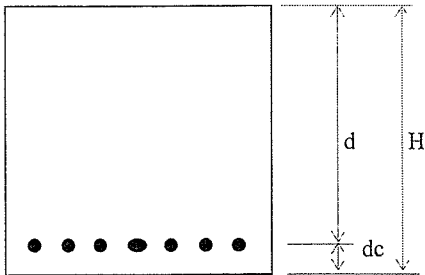
- 전단강도검토

$$V_u = 5879.294 \text{ kN} < \Phi (V_c + V_s) = 4019.37 + 5406.255 = 9425.626 \text{ kN}$$

$\therefore \text{O.K}$

3) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2,000	mm,	$B =$	2,800	mm ,
$d =$	1,850	mm,	$dc =$	150	mm ,
$M_o =$	1,833	kN·m,	$A_s =$	21,281	mm ²
$N =$	21		$n =$	7	

- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= & 394 \text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= & 50 \text{ MPa} \\
 f_{st} &= f_s (H - D_{c_min} - x) / (D - x) &= & 52 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= 100 - 25 / 2 &= & 88 \text{ mm} \\
 S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] &= & 1,216 \text{ mm} \\
 \text{최외단철근 평균배근간격;} & 2800 / 21 = 133.3 \text{ mm} < 1216 \text{ mm} && \text{O.K!!}
 \end{aligned}$$

6.2 지점부 (corbel 검토)

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ Mpa} \quad k_1 = 0.84 \quad \Phi_f = 0.75 \quad \Phi_v = 0.75$$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2800.00	2000.00	1850.00	150.00	2662.122	5879.294	1832.710

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 5879.294 \text{ kN}$$

$$M_u = 2662.122 \text{ kN·m}$$

나) corbel 판정

$$a = M_u / V_u = 2662.122 / 5879.294 = 0.453 \text{ m}$$

$$d = 2.000 - 0.150 = 1.850 \text{ m}$$

$$a / d = 0.453 / 1.850 = 0.245 < 1.0 \quad \therefore \text{corbel로 검토}$$

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$V_u = 5879.294 \text{ kN}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 0.2 \times 5879.294 = 1175.859 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u + N_u \times (H - D)$$

$$= 2662.122 + 1175.859 \times (2.000 - 1.850)$$

$$= 2838.501 \text{ kN·m}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$$V_{n_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d$$

$$\leq 0.2 \times 30 \times 2.800 \times 1.850 = 31,080 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2.800 \times 1.850 = 29,008 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 29008.00 = 21756.000 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 21.756 \text{ kN} > V_u = 5.879 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4) \\ &= \frac{5.879,294}{0.75 \times 400 \times 1.4} \\ &= 13,998 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 2,839 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$a = \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}, \quad M_n = \frac{M_u}{\Phi} = A_f \times f_y \times (d - a/2)$$

$$\begin{aligned} A_f &= \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)} \\ &= \frac{27}{0.006} = 4,830 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 1,176 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} A_n &= N_u / (\Phi \times f_y) = 1,176 / (0.75 \times 400) \\ &= 3919.530 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$$A_s \geq (A_f + A_n), (2/3 A_{vf} + A_n), (0.04 \times f_{ck} / f_y \times b \times d)$$

$$\geq 4830 + 3920 = 8,750 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 13998 + 3920 = 13,252 \text{ mm}^2$$

$$\geq 0.04 \times 30 / 400 \times 2800 \times 1850 = 15,540 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 15,540 \text{ mm}^2$$

Use A_s (1단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d1 = 100 mm
Use A_s (2단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d2 = 200 mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000 mm ²	,	d2 = 300 mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 21281.400 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.369 \text{]}$$

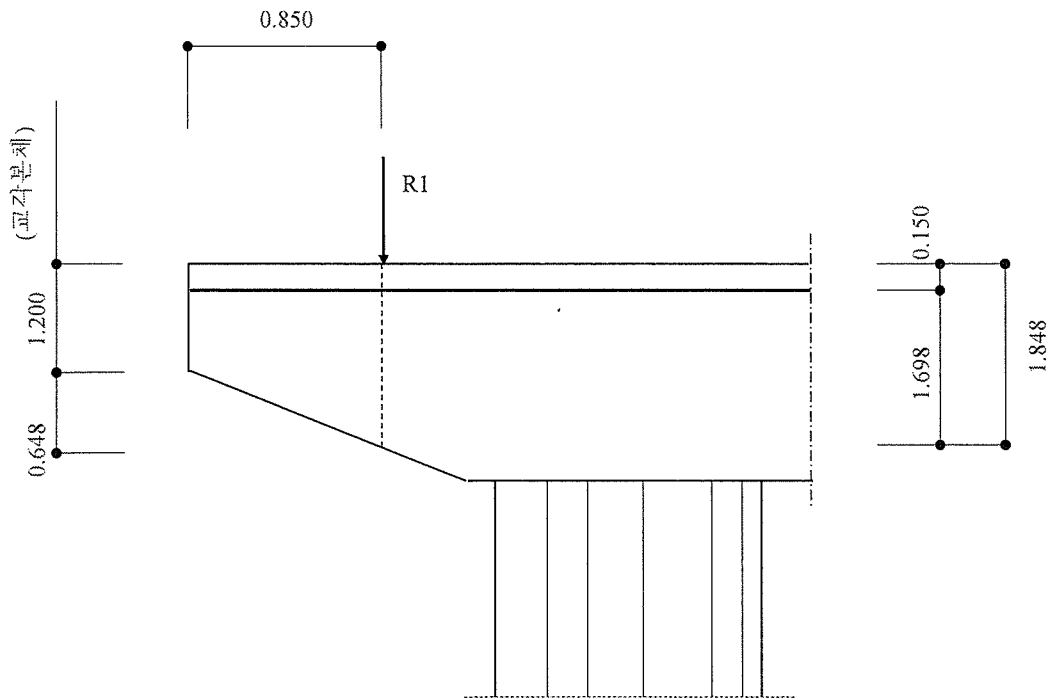
- O.K -

바) 폐쇄 스테럽, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (15,540 - 3,920) = 5,810 \text{ mm}^2$$

Use	H	19	-	6	EA	×	6	단	=	10,314 mm ²	∴ O.K!!
-----	---	----	---	---	----	---	---	---	---	------------------------	---------

6.3 교좌부 (corbel 검토)



$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.84$ $\Phi_f = 0.75$ $\Phi_v = 0.75$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2800.00	1847.62	1697.62	150.00	117.035	2030.165	1832.710

1) 하중산정

가) 자중

$$W_{O1} = 1.200 \times 0.850 \times 2.800 \times 24.500 = 69.972 \text{ kN}$$

$$W_{O2} = \frac{1}{2} \times 0.648 \times 0.850 \times 2.800 \times 24.500 = 18.881 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 88.853 \text{ kN}$$

$$M_{O1} = 69.972 \times 0.425 = 29.738 \text{ kN.m}$$

$$M_{O2} = 18.881 \times 0.283 = 5.343 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 35.082 \text{ kN}$$

나) 상부 고정하중

$$R_D = 946.000 \text{ kN}$$

다) 상부 활하중

$$R_D = 234.000 \text{ kN}$$

라) 설계하중 ($1.6 \times \text{자중} + 1.6 \times \text{고정하중} + 1.6 \times \text{활하중}$)

$$\begin{aligned} V_u &= 1.6 \times 88.853 + 1.6 \times 946.000 + 1.6 \times 234.000 \\ &= 2030.165 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1.6 \times 35.082 \\ &= 56.130 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 적용범위 검토

$$a = M_u / V_u = 56.130 / 2030.165 = 0.028 \text{ m}$$

$$d = 1.848 - 0.150 = 1.698 \text{ m}$$

$$a / d = 0.028 / 1.698 = 0.016 < 1 \quad \therefore \text{corbel로 검토}$$

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$V_u = 2030.165 \text{ kN}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 0.2 \times 2030.165 = 406.033 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u + N_u \times (H - D)$$

$$= 56.130 + 406.033 \times (1.848 - 1.698)$$

$$= 117.035 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$$V_{n_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d$$

$$\leq 0.2 \times 30 \times 2800.00 \times 1697.62 = 28520.000 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800.00 \times 1697.62 = 26618.667 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 26618.67 = 19964.000 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 19964.000 \text{ kN} > V_u = 2030.165 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4) \\ &= 2030165.000 / (0.75 \times 400 \times 1.4) \\ &= 4833.726 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 117.035 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$a = \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}, \quad M_n = \frac{M_u}{\Phi} = A_f \times f_y \times (d - a/2)$$

$$\begin{aligned} A_f &= \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)} \\ &= \frac{1.207}{0.006} = 215.516 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 406.033 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} A_n &= N_u / (\Phi \times f_y) = 406.033 / (0.75 \times 400) \\ &= 1353.443 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$$A_s \geq (A_f + A_n), (2/3 A_{vf} + A_n), (0.04 \times f_{ck} / f_y \times b \times d)$$

$$\geq 215.516 + 1353.443 = 1568.959 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 4833.726 + 1353.443 = 4575.927 \text{ mm}^2$$

$$\geq 0.04 \times 30 / 400.000 \times 2800.000 \times 1697.619 = 14260.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 14260.000 \text{ mm}^2$$

Use As (1단) :	H 25	- 21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d1 = 100 mm
Use As (2단) :	H 25	- 21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d2 = 200 mm
Use As (3단) :	H 30	- 0	EA	=	0.000 mm ²	,	d2 = 300 mm

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 21281.400 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 1.492]}$$

- O.K -

바) 폐쇄 스티럽, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (14260.000 - 1353.443) \\ = 6453.279 \text{ mm}^2$$

Use H 19	- 6	EA	× 5 단	= 8595.000 mm ²	∴ O.K!!
----------	-----	----	-------	----------------------------	---------

7.기 등 설계

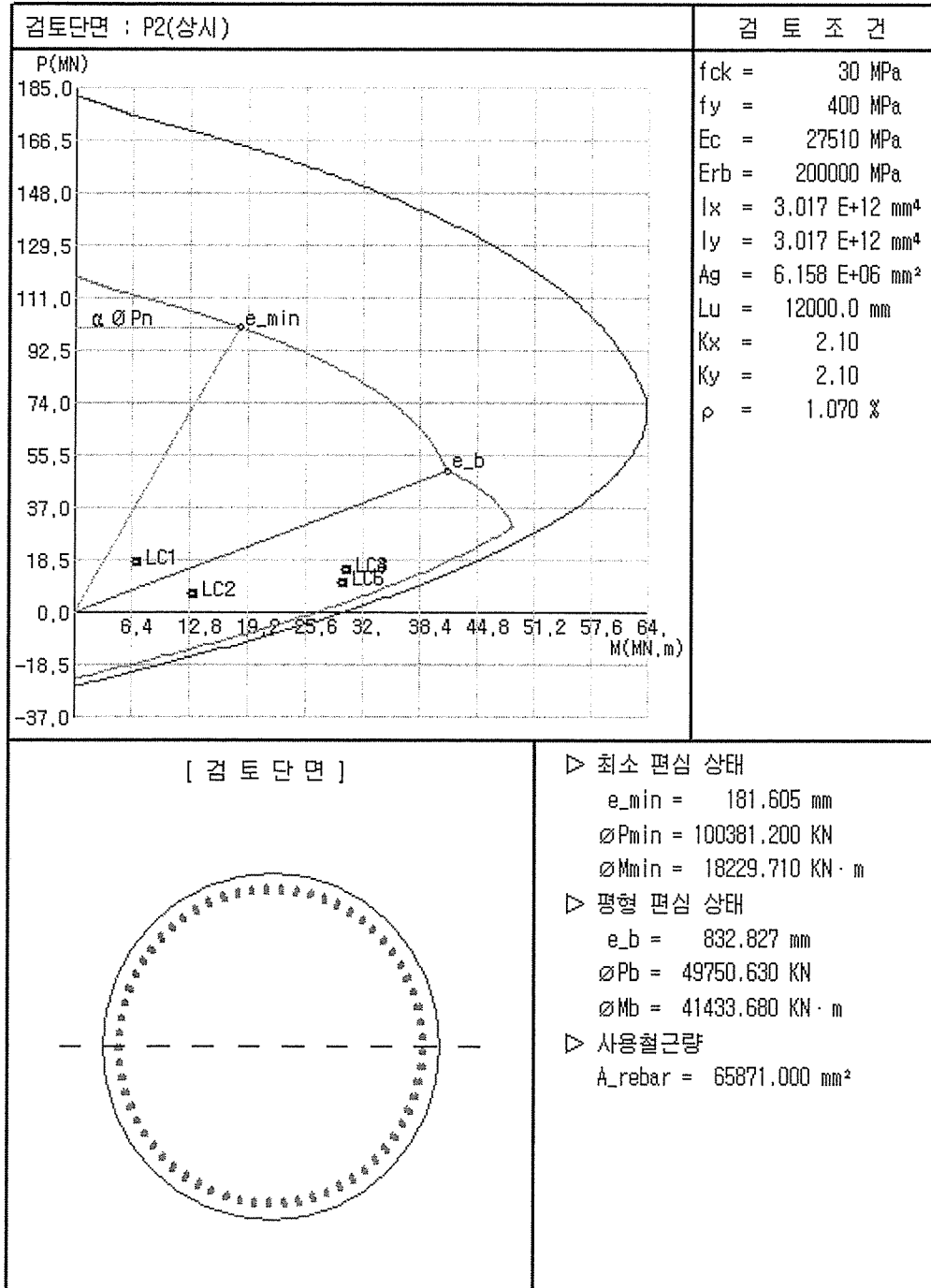
7.1 단면력 집계

구 분	하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
			교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력	comb 14	0	308	528	6,677	Load case 1
	최소축력	comb 33	740	672	8,614	9,493	Load case 2
	최 대 모멘트	교축방향	2,075	713	26,034	12,547	Load case 3
		교직방향	2,075	713	26,034	12,547	Load case 4
	최 대 편 심	교축방향	2,075	713	26,034	12,472	Load case 5
		교직방향	2,075	713	26,034	12,472	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향	comb 23	1,063	0	11,647	712	Load case 7
	교축직각방향	comb 24	0	632	294	8,177	Load case 8
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향	comb 25	2,611	0	28,179	712	Load case 9
	교축직각방향	comb 26	0	1,553	294	19,047	Load case 10

7.2 기동해석

1) 상 시

▶ P-M 상관도



▶ P2(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P2(상시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (f_{ck}) : 30 MPa

철근 항복 강도 (f_y) : 400 MPa

강재 항복 강도 (f_{sy}) : 0 MPa

콘크리트 탄성계수 (E_c) : 27510 MPa

철근 설계피복두께 (d') : 137.5 mm

형방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직경 (Diameter) : 2800.00 mm

비지지 길이 (L_u) : 12000.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H25 \times 65ea = 32935.5 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

- 2단 철근 : $H25 \times 65ea = 32935.5 \text{ mm}^2$ ($d_c = 150.0 \text{ mm}$)

- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 65871.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 17677.712 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 527.645 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,s} = 527.645 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 6677.312 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,s} = 6677.312 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 36.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 36.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$
: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
: $\delta_{x.s} = 1.048$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
: $\delta_{y.s} = 1.048$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 552.901 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 6996.922 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 7018.733 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 85.482^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 181.61 \text{ mm}$
작 용 편 심 : $e = 397.04 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.923 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.259 + 10034.223 + -7617.611 = 76321.880 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.663 + 9168.810 + 7901.203 = 63569.680 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 832.92 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$
강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65186$
평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 49750.90 \text{ KN}$
평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 41438.30 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_{min} < e < e_b \rightarrow$ 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$e' = M_n / P_n = 397.039 \text{ mm} \approx e = 397.039 \text{ mm} \rightarrow$ say O.K.

사용철근비 : $P_{used} = 1.070 \%$
계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..
순인장변형률 $\epsilon_t = 0.000558 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 112415.794 + 12846.844 + -1240.212 = 124022.400 \text{ KN}$
 $M_n = M_c + M_s + M_t = 38515.486 + 9262.596 + 1463.601 = 49241.680 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00056$
 $\epsilon_t = 0.00056 \leq \epsilon_y = 0.002 \rightarrow$ 압축지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$
설계축하중강도 : $\phi P_n = 80614.574 \text{ KN} \geq P_u = 17677.712 \text{ KN} \therefore$ O.K

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 32007.093 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 7018.733 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 6427.751 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 8614.116 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 8614.116 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 9493.052 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 9493.052 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 36.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 36.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.017$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.017$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 8759.606 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 9653.387 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 13035.282 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 47.779^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 181.61 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 2027.97 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.498 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.505 + 10033.730 + -7613.753 = 76325.480 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.640 + 9168.663 + 7897.572 = 63565.880 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 832.83 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65183$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 49750.98 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 41433.93 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$$\therefore e_b < e \rightarrow \text{인장지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 869.56 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n/P_n = 2027.969 \text{ mm} \approx e = 2027.969 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : \rho_{\text{used}} = 1.070 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN} \quad \text{이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = 0.006226 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 32374.247 + 6577.677 + -14793.556 = 24158.370 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 31450.226 + 7247.013 + 10295.190 = 48992.430 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t = 0.00623$$

$$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00623 \rightarrow \text{인장지배단면}$$

$$\text{강도 감소 계수} : \phi = 0.900$$

$$\text{설계축하중강도} : \phi P_n = 21742.531 \text{ KN} \geq P_u = 6427.751 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{설 계 휨 강 도} : \phi M_n = 44093.185 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 13035.282 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

(3) Load Case 3

① 작용하중

$$\text{계수축하중} : P_u = 15066.264 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X)} : M_{ux} = 26033.713 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux,s} = 26033.713 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} = 12547.104 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy,s} = 12547.104 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 36.0$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 36.0$$

$$\text{지속 계수하중비} : \beta_{dx} = 0.000$$

$$: \beta_{dy} = 0.000$$

$$\text{X축 확대계수} : \delta_{x,ns} = 1.000$$

$$: \delta_{x,s} = 1.041$$

$$\text{Y축 확대계수} : \delta_{y,ns} = 1.000$$

$$: \delta y.s = 1.041$$

$$X\text{축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 27088.284 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$Y\text{축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 13055.359 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 30070.211 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 25.732^\circ$$

$$\text{최 소 편 심} : e_{\min} = 181.61 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심} : e = 1995.86 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축} x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.499 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.517 + 10034.219 + -7614.008 = 76325.730 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.583 + 9168.751 + 7897.585 = 63565.920 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심} : e_b = 832.82 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \epsilon_t = 0.00202$$

$$\text{강도 감소 계수} : \phi = 0.65184$$

$$\text{평 형 축 하 중} : \phi P_b = 49752.12 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b = 41434.78 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_b < e \text{ ----> 인장지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$$\text{중립축} x = 878.045 \text{ mm 로 가정하면...}$$

$$e' = M_n / P_n = 1995.864 \text{ mm} \approx e = 1995.864 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : \rho_{used} = 1.070 \%$$

$$\text{계수축력} P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN} \text{ 이므로..}$$

$$\text{순인장변형률} \epsilon_t = 0.006137 \geq 0.004 \text{ ... } \therefore \text{O.K}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 32818.079 + 6624.159 + -14718.517 = 24723.720 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 31747.266 + 7284.463 + 10313.450 = 49345.180 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률} \epsilon_t = 0.00614$$

$$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00614 \text{ -----> 인장지배단면}$$

$$\text{강도 감소 계수} : \phi = 0.900$$

$$\text{설계축하중강도} : \phi P_n = 22251.348 \text{ KN} \geq P_u = 15066.264 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$$

$$\text{설 계 휨 강 도} : \phi M_n = 44410.660 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 30070.211 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$$

(4) Load Case 4

① 작용하중

$$\text{계수축하중} : P_u = 15066.264 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X)} : M_{ux} = 26033.713 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.s} = 26033.713 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} = 12547.104 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.s} = 12547.104 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 36.0$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 36.0$$

$$\text{지속 계수하중비} : \beta_{dx} = 0.000$$

$$: \beta_{dy} = 0.000$$

$$\text{X축 확대계수} : \delta_{x.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{x.s} = 1.041$$

$$\text{Y축 확대계수} : \delta_{y.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{y.s} = 1.041$$

$$\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 27088.284 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 13055.359 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 30070.211 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 25.732^\circ$$

$$\text{최소 편심} : e_{min} = 181.61 \text{ mm}$$

$$\text{작용 편심} : e = 1995.86 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축} x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.499 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.517 + 10034.219 + -7614.008 = 76325.730 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.583 + 9168.751 + 7897.585 = 63565.920 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평형 편심} : e_b = 832.82 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \epsilon_t = 0.00202$$

$$\text{강도 감소 계수} : \phi = 0.65184$$

$$\text{평형 축하중} : \phi P_b = 49752.12 \text{ KN}$$

$$\text{평형 모멘트} : \phi M_b = 41434.78 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_b < e \text{ ----> 인장지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 878.045 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n/P_n = 1995.864 \text{ mm} \approx e = 1995.864 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.070 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.006137 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 32818.079 + 6624.159 + -14718.517 = 24723.720 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 31747.266 + 7284.463 + 10313.450 = 49345.180 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00614$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00614 \rightarrow \text{인장지배단면}$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.900$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 22251.348 \text{ KN} \geq P_u = 15066.264 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 44410.660 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 30070.211 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(5) Load Case 5

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 10647.185 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 26033.713 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.s} = 26033.713 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 12472.304 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.s} = 12472.304 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

X축 세장비 : $\lambda_x = 36.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 36.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

$$: \beta_{dy} = 0.000$$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

$$: \delta_{x.s} = 1.028$$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

$$: \delta_{y.s} = 1.028$$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 26770.217 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 12825.149 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 29683.816 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 25.598^\circ$

최소 편심 : $e_{min} = 181.60 \text{ mm}$

작용 편심 : $e = 2787.95 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.496 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.396 + 10033.637 + -7613.720 = 76325.310 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.574 + 9168.641 + 7897.582 = 63565.800 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평형 편심 : $e_b = 832.83 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.65182$

평형 축하중 : $\phi P_b = 49750.62 \text{ KN}$

평형 모멘트 : $\phi M_b = 41433.67 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 737.608 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n / P_n = 2787.95 \text{ mm} \approx e = 2787.95 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.070 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.007876 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 25650.504 + 5824.447 + -16026.266 = 15448.690 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 26557.411 + 6601.837 + 9910.910 = 43070.160 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00788$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00788 \rightarrow$ 인장지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.900$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 13903.816 \text{ KN} \geq P_u = 10647.185 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 38763.141 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 29683.816 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(6) Load Case 6

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 10647.185 \text{ KN}$

$$\begin{aligned}\text{계수모멘트(X)} : M_{ux} &= 26033.713 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{ux.ns} &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{ux.s} &= 26033.713 \text{ KN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} &= 12472.304 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{uy.ns} &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{uy.s} &= 12472.304 \text{ KN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{X축 세장비} : \lambda_x &= 36.0 \\ \text{Y축 세장비} : \lambda_y &= 36.0\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{지속 계수하중비} : \beta_{dx} &= 0.000 \\ : \beta_{dy} &= 0.000\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{X축 확대계수} : \delta_{x.ns} &= 1.000 \\ : \delta_{x.s} &= 1.028 \\ \text{Y축 확대계수} : \delta_{y.ns} &= 1.000 \\ : \delta_{y.s} &= 1.028\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} &= 26770.217 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} &= 12825.149 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{합성 확대모멘트} : \delta M_u &= 29683.816 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{중립축 회전각} : \theta_{rot} &= 25.598^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{최 소 편 심} : e_{min} &= 181.60 \text{ mm} \\ \text{작 용 편 심} : e &= 2787.95 \text{ mm}\end{aligned}$$

② 평형상태 계산

$$\begin{aligned}\text{중립축 } x &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.496 \text{ mm} \\ M_b = M_c + M_s + M_t &= 46499.574 + 9168.641 + 7897.582 = 63565.800 \text{ KN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{평 형 편 심} : e_b &= 832.83 \text{ mm} \\ \text{최외단철근변형률} : \epsilon_t &= 0.00202 \\ \text{강도 감소 계수} : \phi &= 0.65182 \\ \text{평 형 축 하 중} : \phi P_b &= 49750.62 \text{ KN} \\ \text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b &= 41433.67 \text{ KN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

$$\therefore e_b < e \text{ ----> 인장지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$$\begin{aligned}\text{중립축 } x &= 737.608 \text{ mm 로 가정하면...} \\ e' = M_n / P_n &= 2787.95 \text{ mm} \quad \approx \quad e = 2787.95 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}\end{aligned}$$

사용철근비 : $P_{used} = 1.070 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.007876 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 25650.504 + 5824.447 + -16026.266 = 15448.690 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 26557.411 + 6601.837 + 9910.910 = 43070.160 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00788$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00788 \text{ -----} > \text{인장지배단면}$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.900$

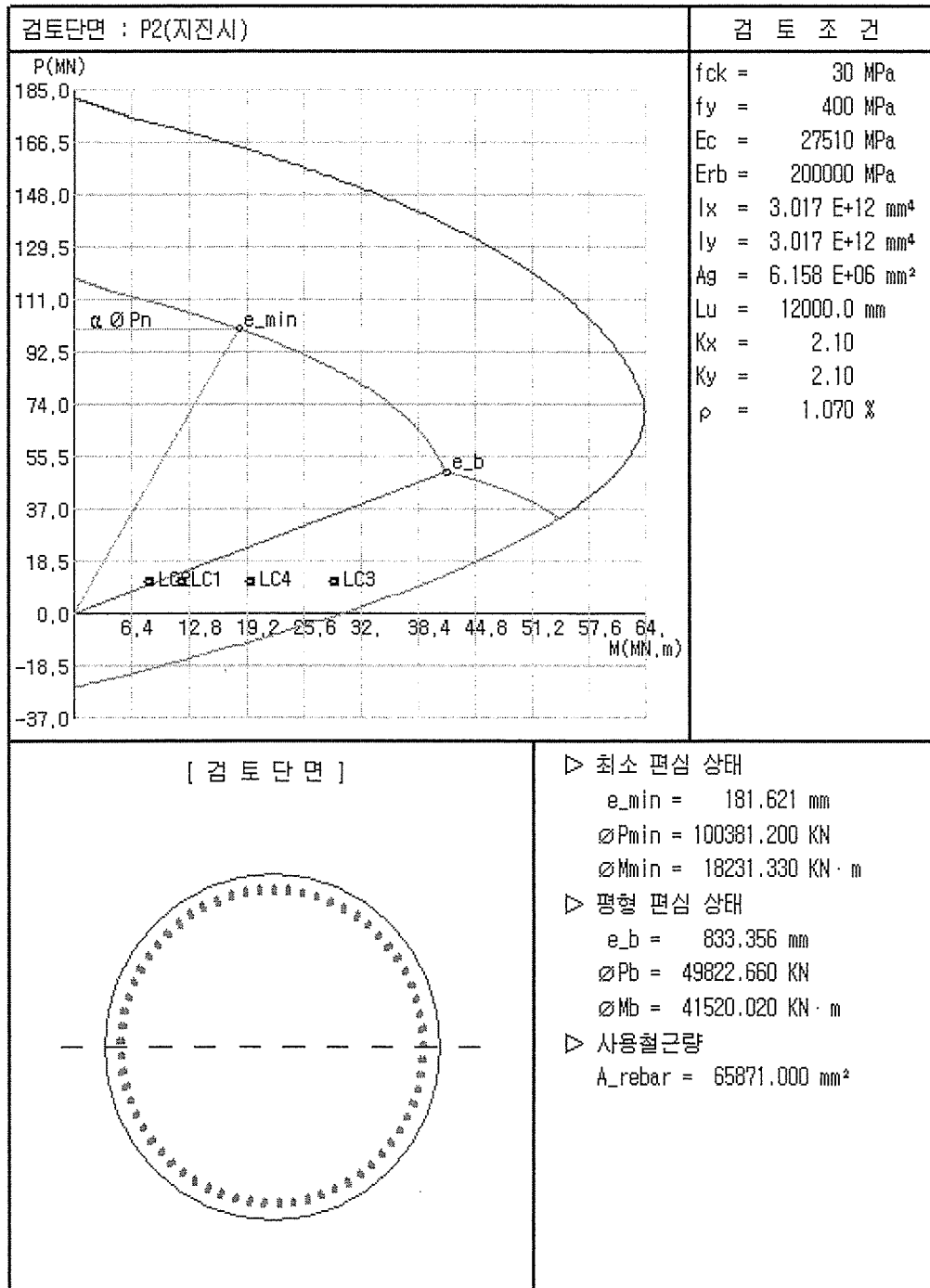
설계축하중강도 : $\phi P_n = 13903.816 \text{ KN} \geq P_u = 10647.185 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 힘 강 도 : $\phi M_n = 38763.141 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 29683.816 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

7.2 기둥해석

2) 지진시

▶ P - M 상관도



▶ P2(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P2(지진시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (f_{ck}) : 30 MPa

철근 항복강도 (f_y) : 400 MPa

강재 항복강도 (f_{sy}) : 0 MPa

콘크리트 탄성계수 (E_c) : 27510 MPa

철근 설계피복두께 (d') : 137.5 mm

횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직경 (Diameter) : 2800.00 mm

비지지 길이 (L_u) : 12000.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : $H25 \times 65ea = 32935.5 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

-. 2단 철근 : $H25 \times 65ea = 32935.5 \text{ mm}^2$ ($d_c = 150.0 \text{ mm}$)

-. 총 사용 철근량 : $A_{st} = 65871.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 10717.043 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 11646.920 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 11646.920 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 711.536 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 711.536 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 36.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 36.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$
: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
: $\delta_{x.s} = 1.028$
Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
: $\delta_{y.s} = 1.028$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 11978.640 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 731.801 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 12000.973 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 3.496^\circ$

최 소 편 심 : $e_{\min} = 181.61 \text{ mm}$
작 용 편 심 : $e = 1119.80 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.497 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.024 + 10033.818 + -7613.792 = 76325.050 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.378 + 9168.687 + 7897.574 = 63565.640 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 832.83 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$
강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65256$
평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 49806.80 \text{ KN}$
평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 41480.50 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1317.781 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1119.803 \text{ mm} \approx e = 1119.803 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.070 \%$
계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..
순인장변형률 $\epsilon_t = 0.003088 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 57369.396 + 8805.564 + -10713.285 = 55461.680 \text{ KN}$
 $M_n = M_c + M_s + M_t = 43506.754 + 8693.946 + 9905.430 = 62106.130 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00309$
 $\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00309 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면
 $\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.777$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 43089.586 \text{ KN} \geq P_u = 10717.043 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 48251.833 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 12000.973 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 10717.043 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 293.503 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 293.503 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 8176.569 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 8176.569 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 36.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 36.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.028$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.028$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 301.862 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 8409.448 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 8414.864 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 87.944^\circ$

최소 편심 : $e_{min} = 181.61 \text{ mm}$

작용 편심 : $e = 785.19 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.814 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.185 + 10017.474 + -7622.898 = 76299.770 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.659 + 9169.298 + 7902.357 = 63571.310 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평형 편심 : $e_b = 833.18 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.65285$
 평형 축하중 : $\phi P_b = 49811.98 \text{ KN}$
 평형 모멘트 : $\phi M_b = 41502.27 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_{\min} < e < e_b \rightarrow$ 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1647.087 \text{ mm}$ 로 가정하면...
 $e' = M_n/P_n = 785.185 \text{ mm} \approx e = 785.185 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{\text{used}} = 1.070 \%$
 계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..
 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.001871 < 0.004 \dots \therefore$ 취성 파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 76904.693 + 10249.115 + -6857.027 = 80296.790 \text{ KN}$
 $M_n = M_c + M_s + M_t = 46630.060 + 9228.282 + 7189.504 = 63047.840 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00187$
 $\epsilon_t = 0.00187 \leq \epsilon_y = 0.002 \rightarrow$ 압축지배 단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$
 설계축하중강도 : $\phi P_n = 52192.906 \text{ KN} \geq P_u = 10717.043 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$
 설계 휨 강도 : $\phi M_n = 40981.099 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 8414.864 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 10717.043 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 28179.089 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 $M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 $M_{ux,s} = 28179.089 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 711.536 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 $M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 $M_{uy,s} = 711.536 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 36.0$
 Y축 세장비 : $\lambda_y = 36.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$
 $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
 : $\delta_{x.s} = 1.028$
 Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
 : $\delta_{y.s} = 1.028$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 28981.668 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 731.801 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 28990.906 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 1.446^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 181.61 \text{ mm}$
 작 용 편 심 : $e = 2705.12 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.497 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.021 + 10038.050 + -7616.440 = 76326.630 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.365 + 9169.307 + 7897.947 = 63566.620 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 832.82 \text{ mm}$
 최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$
 강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65265$
 평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 49814.59 \text{ KN}$
 평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 41486.76 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 747.404 \text{ mm}$ 로 가정하면...
 $e' = M_n / P_n = 2705.122 \text{ mm} \approx e = 2705.122 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.070 \%$
 계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..
 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.007736 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 26136.282 + 5882.389 + -15922.540 = 16096.130 \text{ KN}$
 $M_n = M_c + M_s + M_t = 26935.975 + 6654.543 + 9951.474 = 43541.990 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00774$
 $0.005 \leq \epsilon_t = 0.00774 \rightarrow$ 인장지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 1.000$
 설계축하중강도 : $\phi P_n = 16096.130 \text{ KN} \geq P_u = 10717.043 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$
 설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 43541.992 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 28990.906 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

(4) Load Case 4

① 작용 하중

$$\text{계수축하중} : P_u = 10717.043 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X)} : M_{ux} = 293.503 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.s} = 293.503 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} = 19046.703 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.s} = 19046.703 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 36.0$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 36.0$$

$$\text{지속 계수하중비} : \beta_{dx} = 0.000$$

$$: \beta_{dy} = 0.000$$

$$\text{X축 확대계수} : \delta_{x.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{x.s} = 1.028$$

$$\text{Y축 확대계수} : \delta_{y.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{y.s} = 1.028$$

$$\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 301.862 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 19589.177 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 19591.502 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 89.117^\circ$$

$$\text{최 소 편 심} : e_{\min} = 181.62 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심} : e = 1828.07 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1595.759 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 73902.489 + 10019.524 + -7629.658 = 76292.360 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.488 + 9170.501 + 7908.713 = 63578.700 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심} : e_b = 833.36 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \epsilon_t = 0.00203$$

$$\text{강 도 감 소 계 수} : \phi = 0.65305$$

$$\text{평 형 축 하 중} : \phi P_b = 49822.66 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b = 41520.02 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 926.423 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1828.07 \text{ mm} \approx e = 1828.07 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.070 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.005657 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 35475.940 + 6893.925 + -14280.069 = 28089.800 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 33461.567 + 7497.215 + 10391.325 = 51350.110 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00566$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00566 \rightarrow$ 인장지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 1.000$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 28089.796 \text{ KN} \geq P_u = 10717.043 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 51350.107 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 19591.502 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 $V = 2610.766 \text{ KN}$ (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Z_s = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d' \right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{2800}{2} - 138 \right) = 803.7 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Z_s = \frac{2800}{2} + 803.732 = 2203.73 \text{ mm}$$

$$V_n = V_{\max} / \phi = 2610.766 / 1 = 2610.766 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 2800.0 \times 2203.73 / 1000 = 5632.820 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 5632.820 \text{ KN} > V_n = 2610.766 \text{ KN}$$

$$1/2 \times V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \times 1/2 = 2816.410 \text{ KN} > V_n = 2610.766 \text{ KN}$$

∴ 이므로 전단보강 불필요

전단철근 간격 $s = 300.0 \text{ mm}$

$$\text{Req. As} \left[\begin{array}{l} 0.35 \frac{b_w s}{f_y} = 0.00 \text{ mm}^2 \quad (\text{최소전단철근 필요시}) \\ V_s s / (\phi_v f_y d) = 0.00 \text{ mm}^2 \quad (\text{전단철근 필요시}) \end{array} \right.$$

$$\therefore \text{USE } A_v = \frac{H}{19} \times 2 \text{ ea} = \frac{573.000 \text{ mm}^2}{573.000 \text{ mm}^2} > 0.000 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동에 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

$$\left. \begin{array}{l} \text{부재최소단면치수의 } 1/4 = 700.000 \\ \text{축방향 철근지름의 6배} = 150.000 \end{array} \right\} \text{중 작은값이므로 } 150 \text{ mm} \text{ 를 초과하지 않아야 한다.}$$

- 기둥에서의 단부구역 길이

$$\left. \begin{array}{l} \text{기둥의 최대단면치수} = 2800.000 \\ \text{기둥 순높이의 } 1/6 = 1666.667 \\ \text{45 cm 이상} = 450.000 \end{array} \right\} \text{중 큰값이므로 } 2800 \text{ mm} \text{ 이상 설치한다.}$$

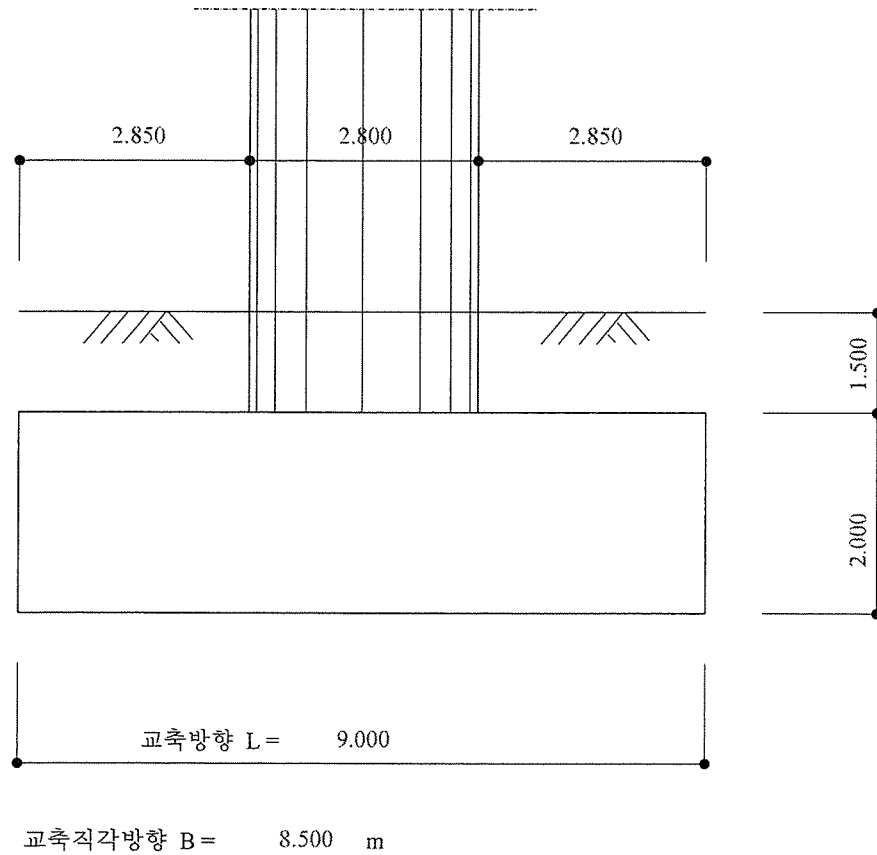
- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

$$\left. \begin{array}{l} \text{기둥치수의 0.5배이상연장} = 1400.000 \\ \text{38 cm 이상} = 380.000 \end{array} \right\} \text{중 큰값이므로 } 1400 \text{ mm} \text{ 이상 설치한다.}$$

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



가) 기초의 자중

$$\begin{aligned}
 &9.000 \times 2.000 \times 8.500 \times 24.500 = 3748.500 \text{ kN} \\
 &\Sigma = 3748.500 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

나) 흙의 자중

$$\begin{aligned}
 &9.000 \times 1.500 \times 8.500 \times 19.000 = 2180.250 \text{ kN} \\
 &- \pi \times 2.800 \times \frac{\pi}{4} \times 1.500 \times 19.000 = -175.489 \text{ kN} \\
 &\Sigma = 2004.761 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V_2 = 3748.500 + 2004.761 = 5753.26 \text{ kN}$$

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1000.000	10764.540	9189.615	
적 용	combo 49	1000.000	10764.540	9189.615	
평상시 최대모멘트	combo 52	1597.188	8034.689	11777.558	
적 용	combo 52	1597.188	8034.689	11777.558	
지진시	combo 56	1552.836	10764.540	19037.252	1.0

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1492.323	10764.540	18700.358	
적 용	combo 49	1492.323	10764.540	18700.358	
평상시 최대모멘트	combo 49	1492.323	10764.540	18700.358	
적 용	combo 49	1492.323	10764.540	18700.358	
지진시	combo 55	2610.766	10764.540	28199.546	1.0

3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

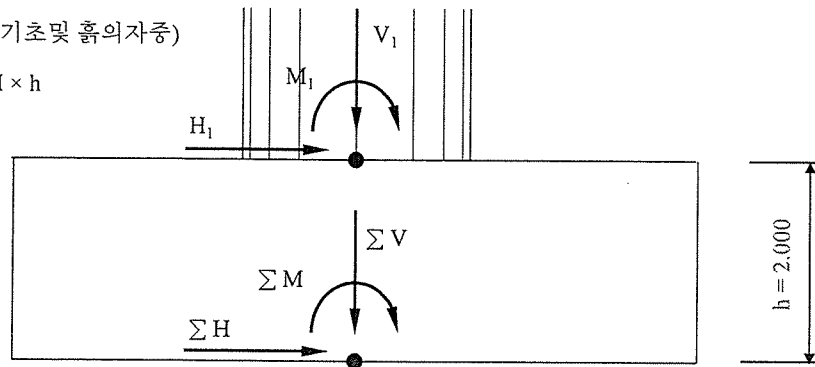
$$\sum H = H_1 \text{ (평상시)}$$

$$\sum H = H_1 + K_h \times V_2 \text{ (지진시)}$$



$$\Sigma V = V_1 + V_2 \text{ (기초및 흙의자중)}$$

$$\Sigma M = M_1 + \Sigma H \times h$$



가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1000.000	16517.801	11189.615	0.677	
평상시 최대모멘트	1597.188	13787.950	14971.934	1.086	
지진시	1552.836	16517.801	22142.924	1.341	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1492.323	16517.801	21685.004	1.313	
평상시 최대모멘트	1492.323	16517.801	21685.004	1.313	
지진시	2610.766	16517.801	33421.078	2.023	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

$$Q_u = A' \times [\alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_r + q \cdot N_q]$$

$$N = 50 \text{ (기초지반은 지질주상도 참조)}$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 B/L = 1.0 + 0.3 \times 8.500 / 9.000 = 1.283 \text{ m}$$

$$\beta = 0.5 - 0.1 B/L = 0.5 - 0.1 \times 8.500 / 9.000 = 0.406 \text{ m}$$

$$q = \gamma_2 \times D_f = 19.0 \times 3.500 = 66.500 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi = 15 + \sqrt{15N} = 15 + \sqrt{15} \times 50 = 42.39^\circ \approx 40^\circ$$

$$C = 0$$

$$\text{지지력계수} \quad N_c = 95.70 \quad N_q = 100.40 \quad N_r = 81.30$$

가) 평상시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인 경우)

$$\text{유효재하폭} \quad B' = B - 2e_b = 8.500 - 2 \times 1.086 = 6.328 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_l = 9.000 - 2 \times 1.313 = 6.374 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적} \quad A' = B' \times L' = 6.328 \times 6.374 = 40.335 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 40.335 \times [1.283 \times 0.000 \times 95.700 + 0.406 \times 19.0 \times 6.328 \times 81.30 + 66.500 \times 100.4] = 429,199 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u/3 = 429,199 / 3 = 143,066 \text{ kN}$$

$$Q_a = 143,066 \text{ kN} > V_{\max} = 16,518 \text{ kN} \quad \text{- O.K. -}$$

나) 지진시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인 경우)

$$\text{유효재하폭 } B' = B - 2eb = 8.500 - 2 \times 1.341 = 5.819 \text{ m}$$

$$L' = L - 2el = 9.000 - 2 \times 2.023 = 4.953 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적 } A' = B' \times L' = 5.819 \times 4.953 = 28.822 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 28.822 \times [1.283 \times 0.000 \times 95.700 + 0.406 \times 19.0 \\ \times 5.819 \times 81.30 + 66.500 \times 100.4] = 297,500 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 2 = 297,500 / 2 = 148,750 \text{ kN}$$

$$Q_a = 148,750 \text{ kN} > V_{\max} = 16,518 \text{ kN} \quad \text{- O.K. -}$$

2) 최대 지반반력에 대한 검토

평상시 최대지반반력 -	1000.00 kN/m ²	지진시 최대지반반력 -	1500.00 kN/m ²
--------------	---------------------------	--------------	---------------------------

가) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

$$q = \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= 16517.801 / (9.000 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.677) / 8.500 \}$$

$$q_{\max} = 319.168 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 112.670 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$q = \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= 13787.950 / (9.000 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.086) / 8.500 \}$$

$$q_{\max} = 318.384 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 42.085 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 1.341 < B/6 = 1.417$$

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 16517.801 / (9.000 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.341) / 8.500 \} \\ &= 420.237, \quad 11.601 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2 \sum V / Lx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 33035.601 / (9.000 \times 9.478) = 387.264 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 420.237 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 11.601 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1500.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 16517.801 / (8.500 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.313) / 9.000 \} \\ q_{\max} &= 404.895 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 26.943 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 16517.801 / (8.500 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.313) / 9.000 \} \\ q_{\max} &= 404.895 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 26.943 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 2.023 > L/6 = 1.500$$

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 16517.801 / (8.500 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 2.023) / 9.000 \} \\ &= 507.170, \quad -75.332 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2 \sum V / Bx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 33035.601 / (8.500 \times 6.680) = 581.819 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\max} &= 581.819 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1500.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

3) 전도에 대한 검토

기초저면에 대한 하중의 작용위치는 기초 외연단에서 측정하여
저면폭의 1/6(평상시), 1/3(지진시)보다 내측에 있어야 한다.

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$\begin{aligned} e_{\max} &= 1.086 \text{ m} \\ B/6 &= 8.500 / 6 = 1.417 \text{ m} \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$\begin{aligned} e_{\max} &= 1.341 \text{ m} \\ B/3 &= 8.500 / 3 = 2.833 \text{ m} \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$\begin{aligned} e_{\max} &= 1.313 \text{ m} \\ L/6 &= 9.000 / 6 = 1.500 \text{ m} \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$\begin{aligned} e_{\max} &= 2.023 \text{ m} \\ L/3 &= 9.000 / 3 = 3.000 \text{ m} \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

4) 활동에 대한 검토

기초 저면에 작용하는 수평하중에 대해서 저면 지반 안전율은
평상시 1.5, 지진시 1.2 이상으로 한다.

$$H_u = C_b \cdot A' + V \cdot \tan \Phi_b$$

C_b : 기초저면과 지반과의 부착력

A' : 유효재하면적

V : 연직하중(부력을 뺀값)

Φ_b : 기초저면과 지반과의 마찰각

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (정상시)

$$H_u = 13787.950 \times 0.538 = 7417.917 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 7417.9 / 1597.188 = 4.644 > 1.5 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 16517.801 \times 0.538 = 8886.577 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 8886.6 / 1552.84 = 5.723 > 1.2 \quad \text{- O.K. -}$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (정상시)

$$H_u = 16517.80 \times 0.538 = 8886.577 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 8886.6 / 1492.32 = 5.955 > 1.5 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 16517.80 \times 0.538 = 8886.577 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 8886.6 / 2610.77 = 3.404 > 1.2 \quad \text{- O.K. -}$$

9. 기초의 계수하중 산정

9.1 계수하중산정

1) 상부 반력 집계표

가) 교축직각방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모 멘 트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	308.101	17677.712	6677.312	
적 용	comb 14	308.101	17677.712	6677.312	
평상시 최대모멘트	comb 19	712.554	15066.264	12547.104	
적 용	comb 19	712.554	15066.264	12547.104	
지진시	comb 26	1552.836	10717.043	19046.703	1.0

나) 교축방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모 멘 트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0.000	17677.712	527.645	
적 용	comb 14	0.000	17677.712	527.645	
평상시 최대모멘트	comb 19	2074.798	15066.264	26033.713	
적 용	comb 19	2074.798	15066.264	26033.713	
지진시	comb 25	2610.766	10717.043	28179.089	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 5753.261 \times 1.6 = 9205.217 \text{ kN}$$

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 5753.261 \times 1.35 = 7766.902 \text{ kN}$$

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

$$\Sigma = 5753.261 \times 1.0 = 5753.261 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 3748.500 \times 0.154 = 577.269 \text{ kN}$$

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	308.101	26882.929	7293.514	0.271	
평상시 최대모멘트	712.554	22833.166	13972.212	0.612	
지진시	2130.105	16470.304	23306.913	1.415	

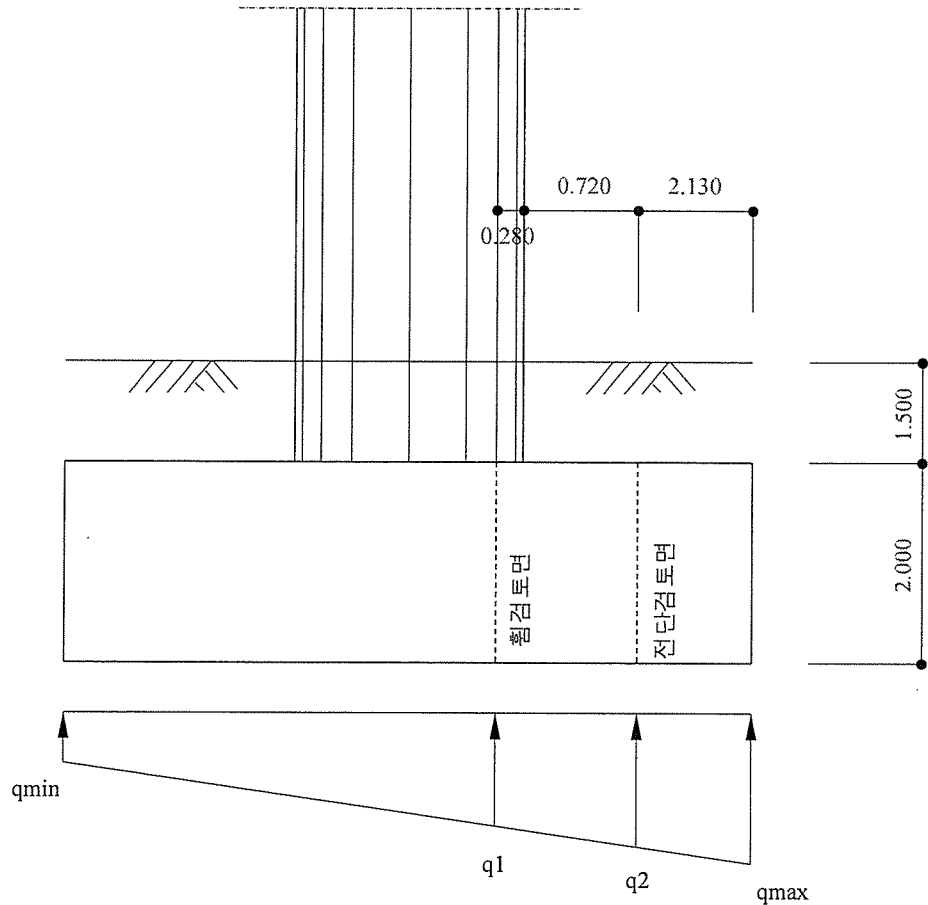
나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	26882.929	527.645	0.020	
평상시 최대모멘트	2074.798	22833.166	30183.309	1.322	
지진시	3188.035	16470.304	34555.159	2.098	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 16517.801 / (9.000 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.677) / 8.500 \}}$$

$$q_{\max} = 319.168 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 243.128 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 112.670 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 267.422 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 13787.950 / (9.000 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.086) / 8.500 \}}$$

$$q_{\max} = 318.384 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 216.641 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 42.085 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 249.147 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$q = \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= 16517.801 / (9.000 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.341) / 8.500 \}$$

$$q_{\max} = 2 \sum V / Lx (e > B/6 \text{ 일 경우})$$

$$= 33035.601 / (9.000 \times 8.728) = 420.540 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 420.237 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 269.763 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 11.601 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 317.837 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$M_d = 3.130^2 / 6 \times (2 \times 319.168 + 243.128) -$$

$$2.000 \times 3.130^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1199.245 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = 2.130 / 2 \times (319.168 + 267.422) - 2.000 \times 2.130 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 520.348 \text{ kN}$$

ㅁ. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = 3.130^2 / 6 \times (2 \times 318.384 + 216.641) -$$

$$2.000 \times 3.130^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1153.436 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = 2.130 / 2 \times (318.384 + 249.147) - 2.000 \times 2.130 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 500.050 \text{ kN}$$

ㅂ. 지진시

$$M_d = 3.130^2 / 6 \times (2 \times 420.237 + 269.763) -$$

$$2.000 \times 3.130^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

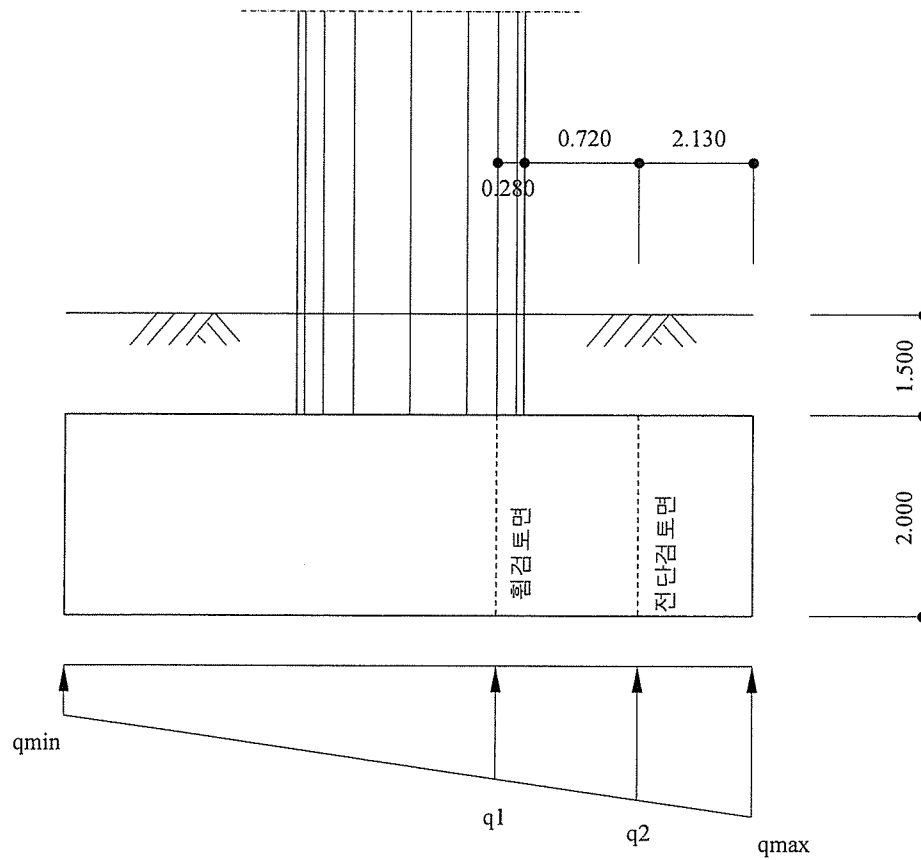
$$= 1572.788 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = 2.130 / 2 \times (420.237 + 317.837) - 2.000 \times 2.130 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 681.679 \text{ kN}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{26882.929}{(9.000 \times 8.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.271}{8.500} \right\}$$

$$q_{\max} = 418.710 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 369.146 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 284.112 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 384.981 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{22833.166}{(9.000 \times 8.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.612}{8.500} \right\}$$

$$q_{\max} = 427.397 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 332.448 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 169.548 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 362.783 \text{ kN/m}^2$$

㉔. 지진시

$$\begin{aligned}
 q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\
 &= 16470.304 / (9.000 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.415) / 8.500 \} \\
 q_{\max} &= 2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)} \\
 &= 32940.607 / (9.000 \times 8.505) = 430.356 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{\max} &= 430.356 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 271.972 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\min} &= 0.240 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 322.574 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

㉕. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 M_d &= 3.130^2 / 6 \times (2 \times 418.710 + 369.146) - \\
 &\quad 1.60 \times 2.000 \times 3.130^2 / 2 \times 24.5 \\
 &= 1586.062 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 S_d &= 2.130 / 2 \times (418.710 + 384.981) - 1.60 \times 2.000 \times \\
 &\quad 2.130 \times 24.5 \\
 &= 688.939 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

㉖. 모멘트 최대인 경우

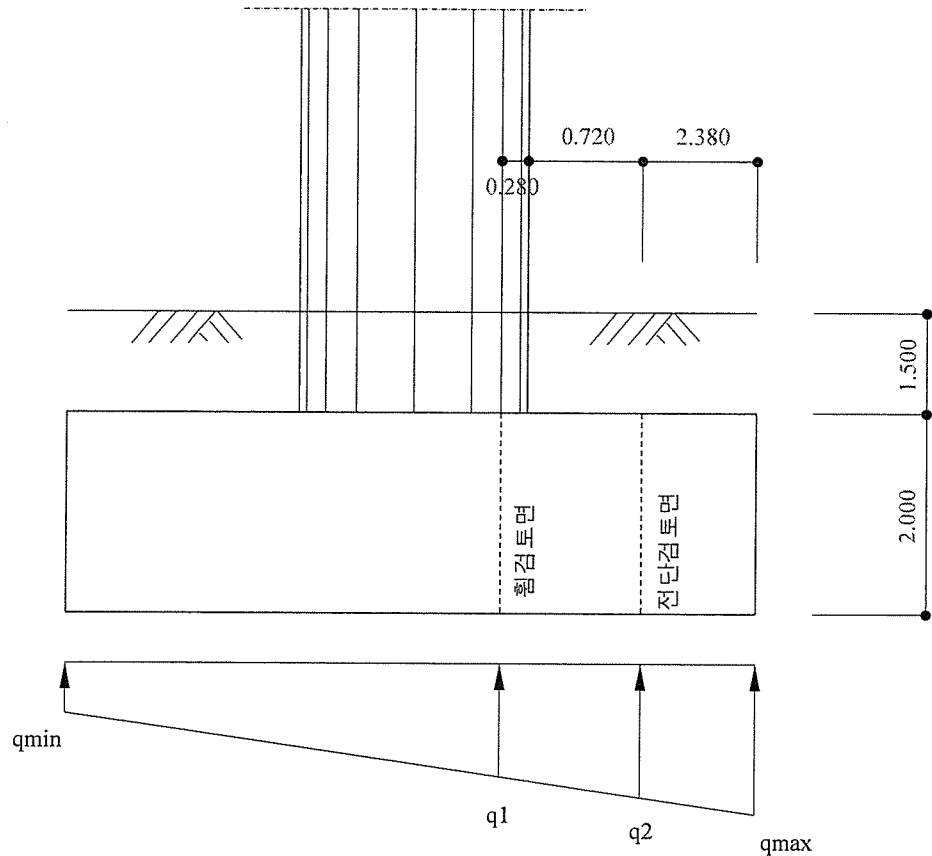
$$\begin{aligned}
 M_d &= 3.130^2 / 6 \times (2 \times 427.397 + 332.448) - \\
 &\quad 1.35 \times 2.000 \times 3.130^2 / 2 \times 24.5 \\
 &= 1614.518 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 S_d &= 2.130 / 2 \times (427.397 + 362.783) - 1.35 \times 2.000 \times \\
 &\quad 2.130 \times 24.5 \\
 &= 700.643 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

㉗. 지진시

$$\begin{aligned}
 M_d &= 3.130^2 / 6 \times (2 \times 430.356 + 271.972) - \\
 &\quad 1.0 \times 2.000 \times 3.130^2 / 2 \times 24.5 \\
 &= 1609.442 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 S_d &= 2.130 / 2 \times (430.356 + 322.574) - 1.0 \times 2.000 \times \\
 &\quad 2.130 \times 24.5 \\
 &= 697.501 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{16517.801}{(8.500 \times 9.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.313) / 9.000 \}$$

$$q_{max} = 404.895 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 262.953 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 26.943 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 304.948 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{16517.801}{(8.500 \times 9.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.313) / 9.000 \}$$

$$q_{max} = 404.895 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 262.953 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 26.943 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 304.948 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{16517.801}{(8.500 \times 9.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 2.023) / 9.000 \}$$

$$q_{\max} = 2 \sum V / Lx \quad (e > B/6 \text{ 일 경우})$$

$$= \frac{33035.601}{(8.500 \times 7.430)} = 523.088 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= 523.088 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 285.129 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 0.000 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 355.531 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned} Md &= \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 404.895 + 262.953) - \\ &\quad 2.000 \times \frac{3.380^2}{2} \times 24.5 \times 1.000 \\ &= 1762.677 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ Sd &= \frac{2.380}{2} \times (404.895 + 304.948) - 2.000 \times 2.380 \times \\ &\quad 24.5 \times 1.000 \\ &= 728.093 \text{ kN} \end{aligned}$$

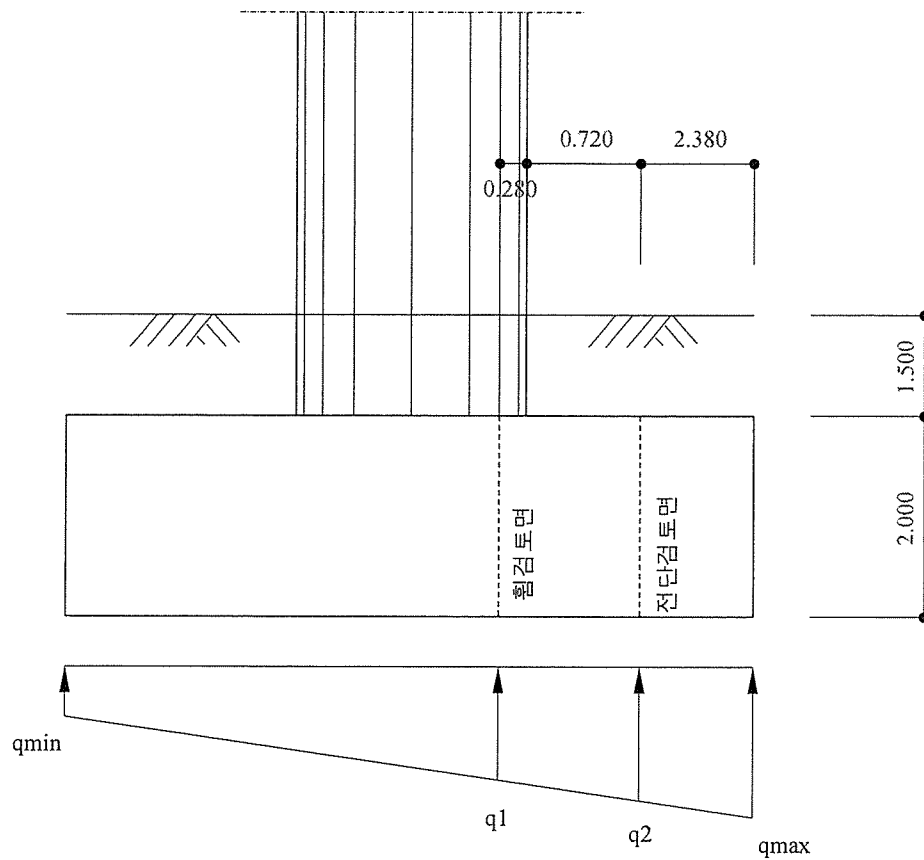
ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$\begin{aligned} Md &= \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 404.895 + 262.953) - \\ &\quad 2.000 \times \frac{3.380^2}{2} \times 24.5 \times 1.000 \\ &= 1762.677 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ Sd &= \frac{2.380}{2} \times (404.895 + 304.948) - 2.000 \times 2.380 \times \\ &\quad 24.5 \times 1.000 \\ &= 728.093 \text{ kN} \end{aligned}$$

ㅂ. 지진시

$$\begin{aligned} Md &= \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 523.088 + 285.129) - \\ &\quad 2.000 \times \frac{3.380^2}{2} \times 24.5 \times 1.000 \\ &= 2254.997 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ Sd &= \frac{2.380}{2} \times (523.088 + 355.531) - 2.000 \times 2.380 \times \\ &\quad 24.5 \times 1.000 \\ &= 928.937 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= 26882.929 / (8.500 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.020) / 9.000 \}$$

$$q_{\max} = 356.009 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 352.555 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 346.813 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 353.577 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= 22833.166 / (8.500 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.322) / 9.000 \}$$

$$q_{\max} = 561.508 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 363.939 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 35.437 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 422.392 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{16470.304}{(8.500 \times 9.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 2.098) / 9.000 \}$$

$$q_{\max} = 2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)}$$

$$= \frac{32940.607}{(8.500 \times 7.206)} = 537.803 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 537.803 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 285.542 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 360.175 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 356.009 + 352.555) - \frac{1.6 \times 2.000 \times 3.380^2}{2} \times 24.5$$

$$= 1579.182 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.380}{2} \times (356.009 + 353.577) - \frac{1.6 \times 2.000 \times 2.380}{24.5}$$

$$= 657.816 \text{ kN}$$

ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 561.508 + 363.939) - \frac{1.35 \times 2.000 \times 3.380^2}{2} \times 24.5$$

$$= 2453.401 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.380}{2} \times (561.508 + 422.392) - \frac{1.35 \times 2.000 \times 2.380}{24.5}$$

$$= 1013.404 \text{ kN}$$

ㅁ. 지진시

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 537.803 + 285.542) - \frac{1.0 \times 2.000 \times 3.380^2}{2} \times 24.5$$

$$= 2311.820 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.380}{2} \times (537.803 + 360.175) - \frac{1.0 \times 2.000 \times 2.380}{24.5}$$

$$= 951.975 \text{ kN}$$

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 $B = 8.500 \text{ m}$

2) 교축방향 $B = 9.000 \text{ m}$

$$\beta = 1.059$$

$$A_{sm} = 2 / (\beta + 1) = 0.971 \text{ Ass}$$

* 긴변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.4 유효폭을 고려하지 않은 단면력

		교 축 직 각 방 향	교 축 방 향
사용하중	모 멘 트(KN·m)	1199.245	1762.677
계수하중	전 단 력(KN)	700.643	1013.404
	모 멘 트(KN·m)	1614.518	2453.401

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.5 유효폭을 고려한 단면력

		교 축 직 각 방 향 kN/m ²	교 축 방 향 kN/m ²
사용하중	모 멘 트(KN·m)	1234.517	1762.677
계수하중	전 단 력(KN)	700.643	1013.404
	모 멘 트(KN·m)	1662.004	2453.401

10.6 기초 단면 검토

1) 교축직각방향

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ Mpa} \quad k_1 = 0.84 \quad \Phi_f = 0.90 \quad \Phi_v = 0.85$$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2000.00	1850.00	150.00	1662.004	700.643	1234.517

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm ²	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm ²	,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d2 =	0	mm

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 4584.000 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.817 \quad]$$

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 71.906 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.06153 > 0.004 \quad \text{O.K.}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$$

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면}, \quad \Phi_f = 0.90 \quad \text{적용}$$

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\{f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$$

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 2522.477 \text{ mm}^2$$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \quad \Rightarrow \quad \text{MAX } A_s = 74044.76 \text{ mm}^2$$

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.0034$$

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \quad \Rightarrow \quad \text{MIN } A_s = 6475.00 \text{ mm}^2$$

$$\frac{4}{3} \cdot \text{req } A_s \quad \Rightarrow \quad \text{MIN } A_s = 3363.30 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \text{ -----> 철근비 만족} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 73.110 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 2992.619 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 1662.004 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.801 \quad] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1850.00 / 1000$$

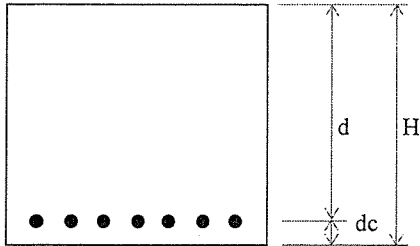
$$= 1435.49 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1435.49 > V_u = 700.643 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ MPa},$$

$$H = 2000.00 \text{ mm}, \quad B = 1000.00 \text{ mm},$$

$$d = 1850.00 \text{ mm}, \quad d_c = 150.00 \text{ mm},$$

$$M_o = 1234.517 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad A_s = 4584.000 \text{ mm}^2$$

$$N = 8 \quad n = 7$$

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 313.969 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 154.302 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) = 159.325 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 19 / 2 = 90.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 268.023 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 268 \text{ mm OK!!}$$

2) 교축방향

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.84$ $\Phi_f = 0.90$ $\Phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2000.00	1850.00	150.00	2453.401	1013.404	1762.677

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	8	EA =	4053.600	mm ² ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	25	-	8	EA =	4053.600	mm ² ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 8107.200 mm² [사용률 2.166 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 127.172 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.03348 > 0.004 \text{ - O.K. -}$

$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$

$\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.90$ 적용

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\{f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$$

→ Req $A_s = 3743.187 \text{ mm}^2$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 74044.76 \text{ mm}^2$$

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.0034$$

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 6475.00 \text{ mm}^2$$

$$\therefore 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 4990.92 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \text{ -----} \Rightarrow$ 철근비 만족 $\therefore \text{O.K!!}$

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 129.301 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 5210.706 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$\Phi M_n > M_u (= 2453.401 \text{ kN} \cdot \text{m})$ [사용률 = 2.124 %] $\therefore \text{O.K!!}$

나) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1850.00 / 1000$$

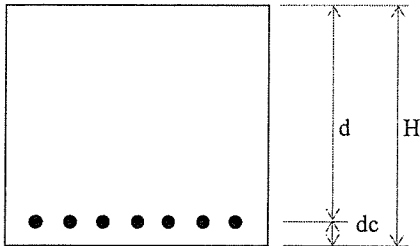
$$= 1435.49 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1435.49 > V_u = 1013.404 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	1850.00	mm,	$dc =$	150.00	mm,
$M_o =$	1762.677	kN·m,	$A_s =$	8107.200	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 404.982 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 126.776 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 122.389 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 424.690 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 425 \text{ mm OK!!}$$

10.7 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 기둥검토

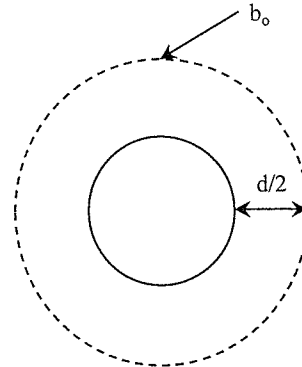
가) 최대반력 산정

■ 최대 연직하중(V_u): 17677.712 kN

■ 편치 전단 검토위치: 기둥전면 $d/2$

■ 위험단면 길이(b_o)

$$\begin{aligned} b_o &= 2 \times \pi \times (r + d/2) \\ &= 2 \pi \times (1.400 + 0.925) \\ &= 14.608 \text{ m} \end{aligned}$$



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

■ $\beta_c = 1.059$ (짧은변에 대한 긴 변의 비), $a_s = 40$

■ 공칭전단강도 V_c

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 1.89) \times 5477.226 \times 14.608 \times 1.850 \\ &= 71269.340 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2.533) \times 5477.226 \times 14.608 \times 1.850 \\ &= 87159.662 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times 5477.226 \times 14.608 \times 1.850 \\ &= 49340.312 \text{ kN} \end{aligned}$$

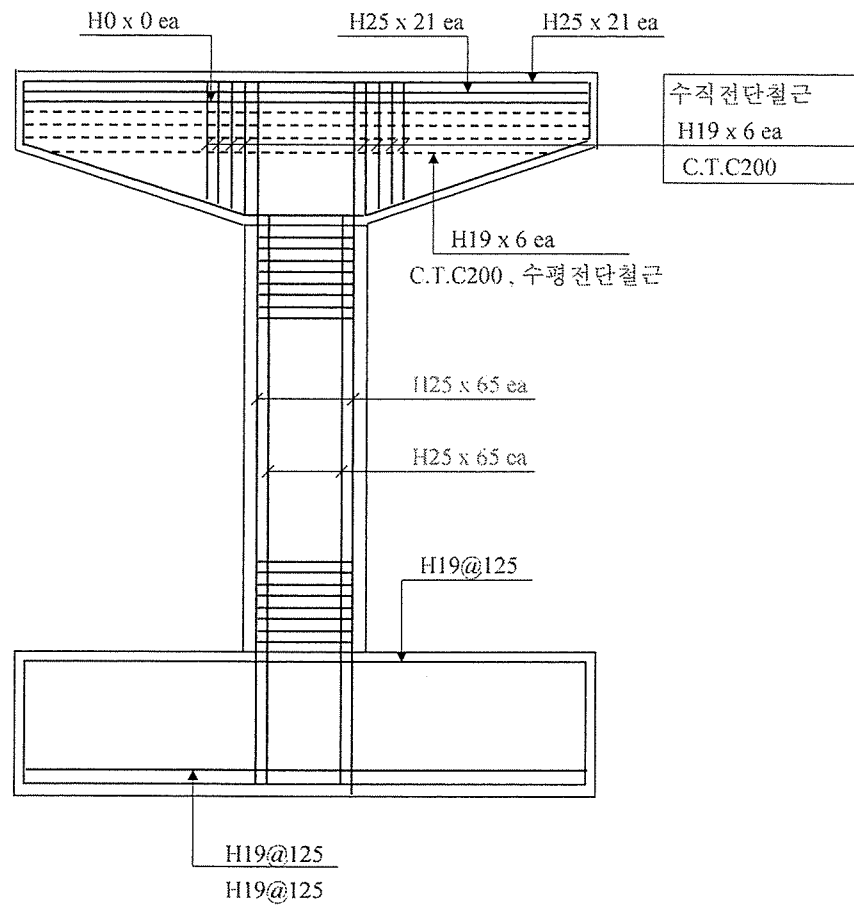
$$\therefore \text{Min}(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 49340.312 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \therefore \Phi V_c &= 0.85 \times 49340.312 \\ &= 41939.265 \text{ kN} \geq V_u = 17677.712 \text{ kN} \text{ ---- O.K} \end{aligned}$$

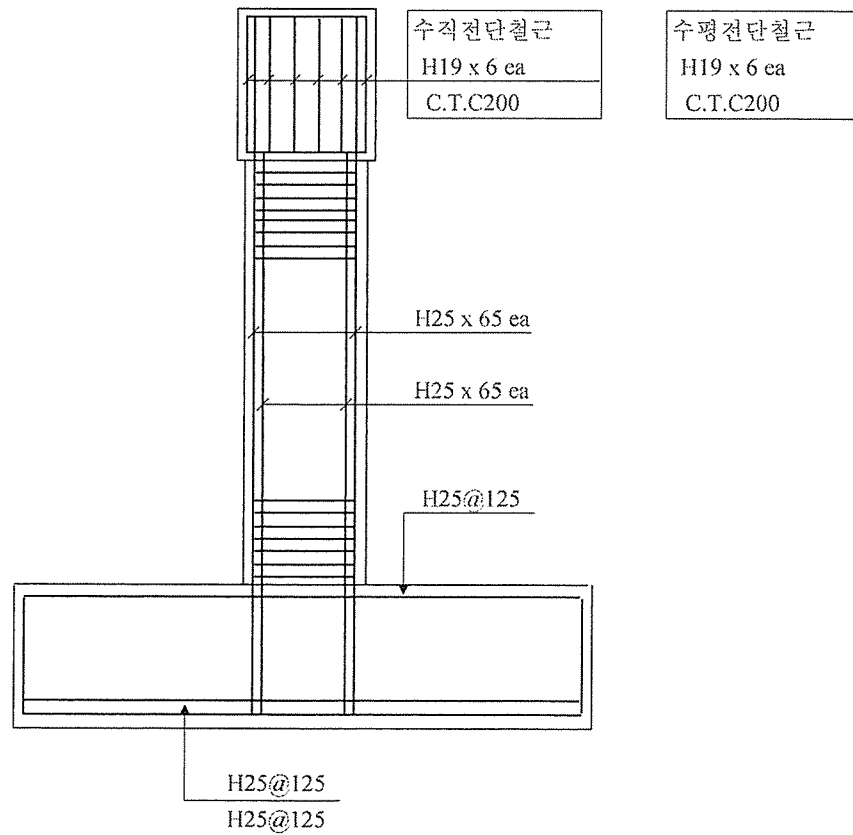
11. 주철근 조립도

P2

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 2755.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 867.00 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 865.76 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 76.72 / 3 = 25.573 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 126.54 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_N = 0.00 \text{ kN}$$

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 7.408 \times 24.950 / 2 / 3 \text{ shoe} = 46.207 \text{ kN}$$

$$P_w = 167.325 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 268.140 \text{ kN}$$

$$R_{EQ} = 405.349 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 2755.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 867.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 865.76 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 543.53 / 3 \text{ shoe} = 181.175 \text{ kN}$$

- 장대레일중하중

$$H_R = 74.85 / 3 \text{ shoe} = 24.950 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 413.25 / 3 \text{ shoe} = 137.75 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 925.070 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정 하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 867.00 \quad + \quad 865.76 \quad = \quad 1732.761 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} \quad = \quad 137.750 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 할증계수} \quad = \quad 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 1732.76 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 1732.761 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 137.75 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 137.750 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	126.54	=	1732.761	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	25.573	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.00			=	1732.761	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	25.57	/	1.00			=	25.573	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	867.00	+	865.76			=	1732.761	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.00			=	1732.761	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	867.000	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	867.00	/	1.00			=	867.000	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	867.00	+	865.76			=	1732.761	kN
교축방향하중	181.18	+	24.95			=	206.125	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.15			=	1506.749	kN
할증적용 교축하중	206.13	/	1.15			=	179.239	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	126.54			
		+	0.00	+	167.33	=	2026.629	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	25.57	+	0.00	+	46.21	=	71.781	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	2026.63	/	1.25			=	1621.303	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	71.78	/	1.25			=	57.425	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	405.35	=	2138.110	kN
교축방향하중						=	925.070	kN
교축직각방향하중						=	268.140	kN
허용응력 활중계수						=	1.60	
활중적용 연직하중	2138.11	/	1.60			=	1336.319	kN
활중적용 교축하중	925.07	/	1.60			=	578.169	kN
활중적용 교직하중	268.14	/	1.60			=	167.588	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2250 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2026.629	71.781	268.140
교축방향		206.125	925.070

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 365 × 519 mm
- 높 이 : 183 mm

4) 연단거리 검토

$$a = 250 \text{ mm} [20\text{m} \leq \ell < 30\text{m}]$$

$$= 717.500 > 250.00$$

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P8-108]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H) (1 + 0.000125\Phi^2)$$

여기서, N: 최소받침 지지길이(mm)

L: 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H: 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간
교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 308.267$$

② 연단 거리에 대한 검토

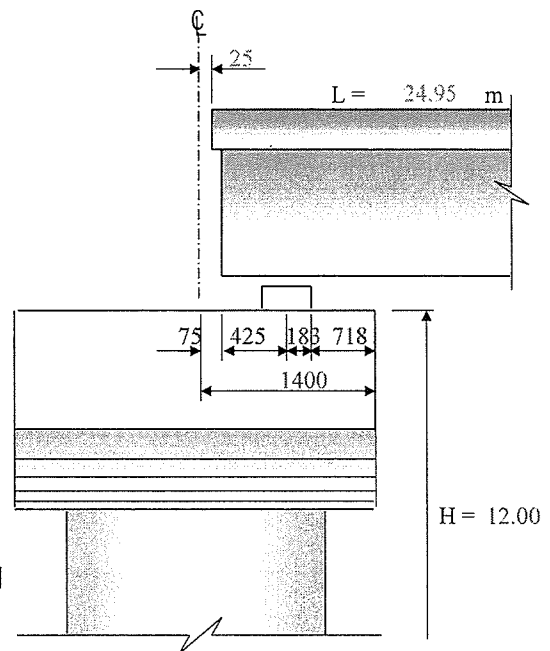
$$S_1 = 425 \text{ mm}$$

$$S_2 = 365 / 2 = 182.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 325 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 182.5 + 325 = 932.5 \text{ mm}$$

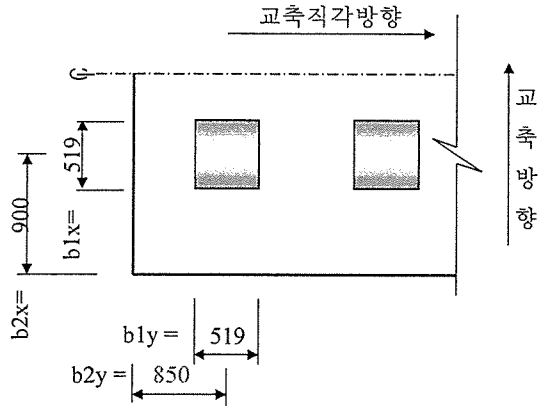
$$\therefore \text{Max} (N, \sum S) = 932.5 \text{ mm} < 1325.00 \quad \text{- O.K -}$$



6) 교좌반침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1732.76 kN	- 연직하중 지진시 :	1336.32 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	179.24 kN	- 교 축 방 향 :	578.17 kN
- 교축직각방향 :	57.42 kN	- 교축직각방향 :	167.59 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1x = 2595.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 2595.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 1800) \times 1732761 / 180 = 1712.71 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1}(\text{지진}) = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 1800) \times 1336319 / 180 = 1320.85 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 1700) \times 1732761 / 180 = 1671.89 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 1700) \times 1336319 / 180 = 1289.37 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2}(\text{상시}) = 179239 / 180 = 995.77 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2}(\text{지진}) = 578169 / 180 = 3212.05 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

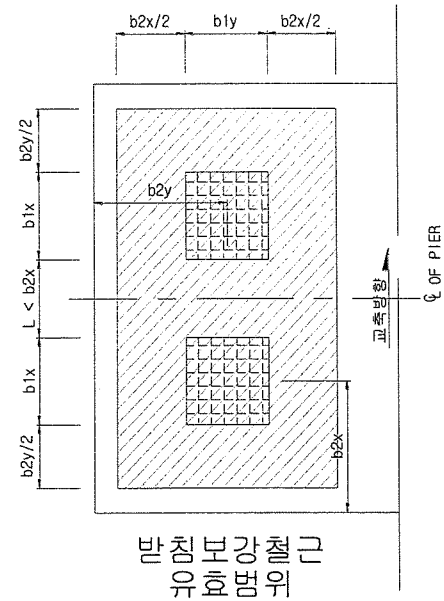
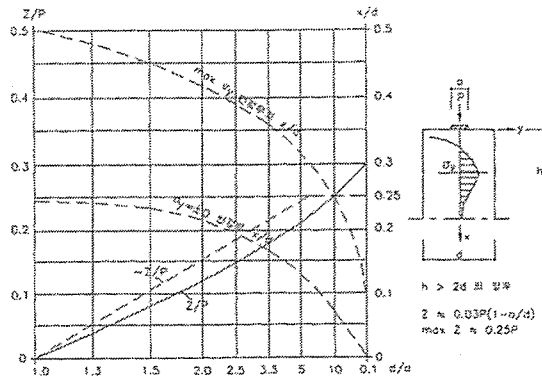
$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2}(\text{상시}) = 57425 / 180 = 319.03 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2}(\text{지진}) = 167588 / 180 = 931.04 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$\begin{aligned}
 B_{x1} &= b1y + b2x = 1419.0 \text{ mm} \\
 &\quad (\text{인근슈와 코평의 크기를 고려}) \\
 B_{x2} &= 709.5 + 500.0 = 1209.5 \text{ mm} \\
 B_{xuse} &= 125 \times 9 = 1125.0 \text{ mm} \\
 B_{y1} &= b1x + b2y = 1369.0 \text{ mm} \\
 B_{yuse} &= 125 \times 10 = 1250.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max σ_y 와 $\sigma_y = 0$ 의 위치.

구 분	d / a			x / d	x
교축직각방향	1369.0	/	519.0 = 2.638	0.43	589
교 축 방 향	1419.0	/	519.0 = 2.734	0.42	596

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sx} &= Asx1 + Asx2 \\
 A_{sx(\text{상시})} &= 1712.71 + 995.77 = 2708.48 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sx(\text{지진})} &= 1320.85 + 3212.05 = 4532.90 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$\text{Use } Asx = 1119 - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 5730 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sy} &= Asy1 + Asy2 = \\
 A_{sy(\text{상시})} &= 1671.89 + 319.03 = 1990.91 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sy(\text{지진})} &= 1289.37 + 931.04 = 2220.41 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$\text{Use } Asy = 1116 - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{578169}{180} = 3212.05 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 422 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 4258 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{167588}{180} = 931.04 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 1116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{H_s}{A_r} \quad \begin{array}{l} H_s: \text{수평력(N)} \\ A_r: \text{전단 파괴 면적 (mm}^2\text{)} \\ V: \text{전단응력 [0.7 Mpa]} \end{array}$$

- 교축방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 519) = 3078884 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{578169}{3078884} = 0.188 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 519) = 2787627 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{57425}{2787627} = 0.021 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

12.2 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 3129.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 1010.00 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 752.21 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 115.84 / 3 = 38.614 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 191.07 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_N = 0.00 \text{ kN}$$

- 풍 하중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 7.258 \times 29.950 / 2 / 3 \text{ shoe} = 54.344 \text{ kN}$$

$$P_w = 200.387 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 345.092 \text{ kN}$$

$$R_{EQ} = 518.521 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 3129.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 1010.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 752.21 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 495.000 / 3 \text{ shoe} = 165.000 \text{ kN}$$

- 장대레일중하중

$$H_R = 89.85 / 3 \text{ shoe} = 29.950 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 469.35 / 3 \text{ shoe} = 156.45 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 0.000 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 1010.00 \quad + \quad 752.21 \quad = \quad 1762.212 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} \quad = \quad 156.450 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 할증계수} \quad = \quad 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 1762.21 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 1762.212 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 156.45 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 156.450 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	1010.00	+	752.21	+	191.07	=	1762.212	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	38.614	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1762.21	/	1.00			=	1762.212	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	38.61	/	1.00			=	38.614	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	1010.00	+	752.21			=	1762.212	kN
교축방향하중						=	29.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1762.21	/	1.00			=	1762.212	kN
할증적용 교축하중	29.95	/	1.00			=	29.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	1010.000	kN
교축방향하중						=	29.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1010.00	/	1.00			=	1010.000	kN
할증적용 교축하중	29.95	/	1.00			=	29.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	1010.00	+	752.21			=	1762.212	kN
교축방향하중	165.00	+	29.95			=	194.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1762.21	/	1.15			=	1532.358	kN
할증적용 교축하중	194.95	/	1.15			=	169.522	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	1010.00	+	752.21	+	191.07			
			+	0.00	+	200.39	=	2153.671 kN
교축방향하중							=	0.000 kN
교축직각방향하중	38.61	+	0.00	+	54.34		=	92.959 kN
허용응력 할증계수							=	1.25
할증적용 연직하중	2153.67	/	1.25				=	1722.937 kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25				=	0.000 kN
할증적용 교직하중	92.96	/	1.25				=	74.367 kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	1010.00	+	752.21	+	518.52	=	2280.732	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	345.092	kN
허용응력 활중계수						=	1.60	
활중적용 연직하중	2280.73	/	1.60			=	1425.458	kN
활중적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
활중적용 교직하중	345.09	/	1.60			=	215.683	kN

2) 받침용량 산정 (PSC-e용 SHOE 2500 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2153.671	92.959	345.092
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규격: 465 × 535 mm.
- 높이: 175 mm

4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

$$a = 250 \text{ mm} [\ell > 40\text{m}]$$

$$= 667.500 > 250.00$$

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P662]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H) (1 + 0.000125\Phi^2)$$

여기서, N: 최소받침 지지길이(mm)

L: 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H: 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간
교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 316.617$$

② 연단 거리에 대한 검토

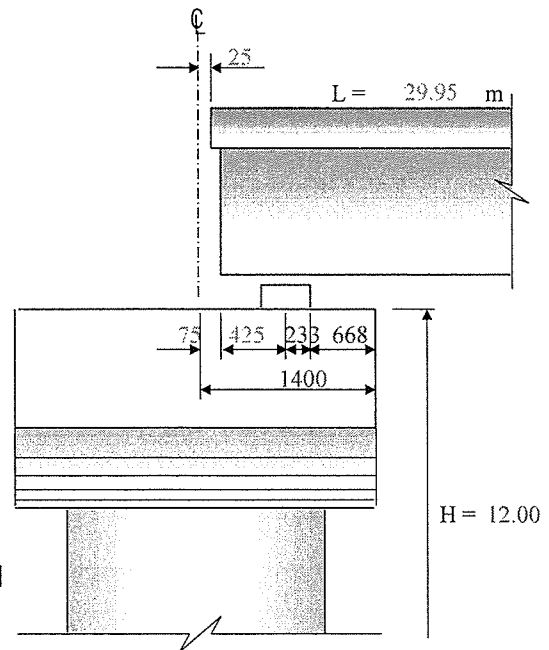
$$S_1 = 425 \text{ mm}$$

$$S_2 = 465 / 2 = 232.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 350 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 232.5 + 350 = 1007.5 \text{ mm}$$

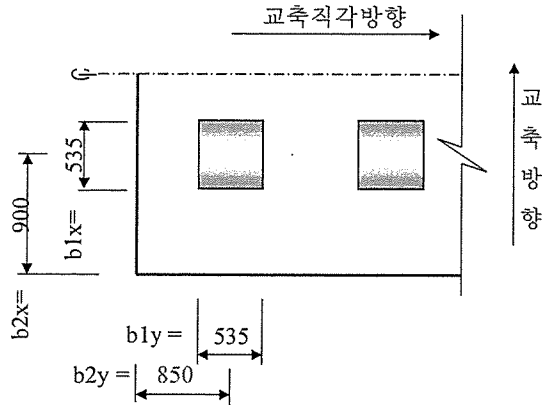
$$\therefore \text{Max} (N, \sum S) = 1007.5 \text{ mm} < 1325.00 \quad \text{- O.K -}$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1762.21 kN	- 연직하중 지진시 :	1425.46 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	169.52 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	74.37 kN	- 교축직각방향 :	215.68 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1x = 2675.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 2675.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - 535 / 1800) \times 1762212 / 180 = 1720.06 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1}(\text{지진}) = \frac{1}{4} \times (1 - 535 / 1800) \times 1425458 / 180 = 1391.36 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - 535 / 1700) \times 1762212 / 180 = 1677.27 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - 535 / 1700) \times 1425458 / 180 = 1356.75 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2}(\text{상시}) = 169522 / 180 = 941.79 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2}(\text{지진}) = 0 / 180 = 0.00 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2}(\text{상시}) = 74367 / 180 = 413.15 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2}(\text{지진}) = 215683 / 180 = 1198.24 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$B_{x1} = b_1y + b_2x = 1435.0 \text{ mm}$$

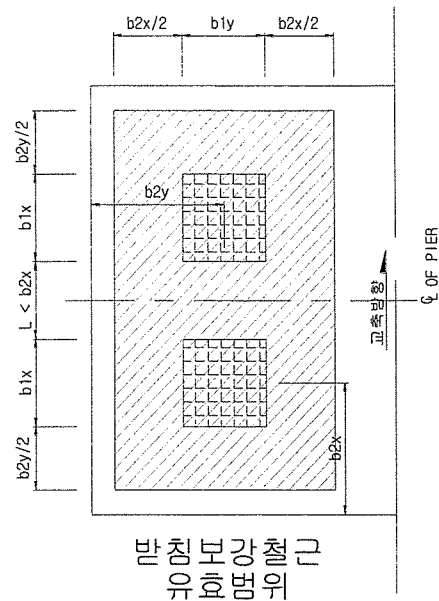
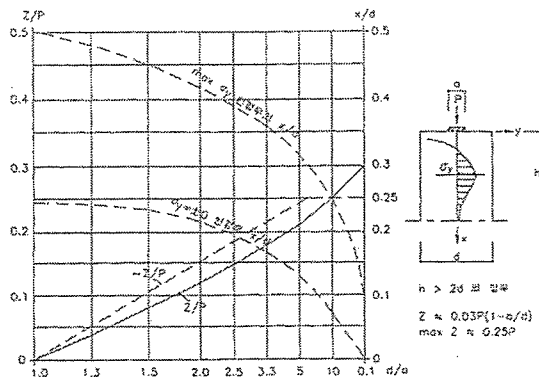
(인입수와 코형의 크기를 고려)

$$B_{x2} = 717.5 + 500.0 = 1217.5 \text{ mm}$$

$$B_{xuse} = 125 \times 9 = 1125.0 \text{ mm}$$

$$B_{y1} = b_1x + b_2y = 1385.0 \text{ mm}$$

$$B_{yuse} = 125 \times 11 = 1375.0 \text{ mm}$$



<그림> $h > 2d$ 인 경우 Z/P 및 x/d 에 대한 횡방향 인장응력 $\max \sigma_y$ 와 $\sigma_y = 0$ 의 위치.

구 분	d/a			x/d	x
교축직각방향	1385.0	/	535.0 = 2.589	0.41	567.85
교 축 방 향	1435.0	/	535.0 = 2.682	0.42	602.7

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 B_y 범위에 배치)

$$A_{sx} = A_{sx1} + A_{sx2}$$

$$A_{sx(\text{상시})} = 1720.06 + 941.79 = 2661.85 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx(\text{지진})} = 1391.36 + 0.00 = 1391.36 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } A_{sx} = \text{H16} - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 3972 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 B_x 범위에 배치)

$$A_{sy} = A_{sy1} + A_{sy2} =$$

$$A_{sy(\text{상시})} = 1677.27 + 413.15 = 2090.42 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy(\text{지진})} = 1356.75 + 1198.24 = 2554.98 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } A_{sy} = \text{H16} - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{169522}{180} = 941.79 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 1116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{215683}{180} = 1198.24 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 1116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{H_s}{A_r} \quad \begin{array}{l} H_s: \text{수평력(N)} \\ A_r: \text{전단 파괴 면적 (mm}^2\text{)} \\ V: \text{전단응력 [0.7 MPa]} \end{array}$$

- 교축방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 535) = 3099249 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{169522}{3099249} = 0.055 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 535) = 2806860 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{215683}{2806860} = 0.077 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

6.3.1 P3(P4)

1. 설 계 조 건

1.1 형식

- 1) 상부형식 ; PSC BEAM + PSC BEAM
 평면선형 R = 3,500 설계지간 L = 24,000 m
 평면선형 R = 3,500 설계지간 L = 24,000 m
- 2) 교각형식 ; T형교각 (H = 13,500 M)
- 3) 기초형식 ; 직접기초 (L = 0.000 m)

1.2 설계하중

- 1) 고정하중
 철근콘크리트 단위중량 : 24.5 kN/m³
- 2) 활 하 중 : KRL2012 (단 선)
 충격계수 i (%); PSC BEAM = $\frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 = 0.126$
 (시점측)
 PSC BEAM = $\frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 = 0.126$
 (중점측)
- 3) 풍 하 중
 교량상에 열차가 있을때 W = 1.5 kN/m'
 교량상에 열차가 없을때 W = 3.0 kN/m'
 원형 또는 이에 준하는 단면을 갖는 부재에 고려할 풍하중은 위에 규정한 값의 0.6 배로 한다.
- 4) 종 하 중 (충격은 고려하지 않음)
 ① KL2012
 계동하중 : $20\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 6000\text{kN}$
 시동하중 : $33\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 1000\text{kN}$
 ②장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - $f_0 = \pm 3 L$
 레일 신축이음장치가 있는 경우 - $f_0 = \pm 500$
- 5) 원 심 하 중
 충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 궤도면상 1.8m 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.
- 6) 차 량 횡 하 중
 레일윗면에 교축직각방향으로 0 kN 으로 정한다.
 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.
- 7) 지진하중
 가속도계수 $K_h = 0.154$ (구역계수 0.11 × 위험도계수 1.4)
 지반 계수 $S = 1.2$

1.3 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

$$\begin{aligned} \text{가) 설계기준강도} \quad f_{ck} &= 30 \text{ Mpa} \\ \text{나) 탄성계수} \quad E_c &= \sqrt[3]{\frac{f_{cu}}{8,500}} \quad (\text{fcu} = f_{ck} + 4) \\ &= 27500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

2) 철근 SD40

$$\begin{aligned} \text{가) 항복응력} \quad : \quad f_y &= 400 \text{ Mpa} \\ \text{나) 탄성계수} \quad : \quad E_s &= 200000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

1.4 흙의 성질

- 1) 흙의 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 2) 흙의 포화단위중량 (γ_{sat}) = 20.0 kN/m³
- 3) 흙의 수중단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 4) 기초저면의 N치 = 50
- 5) 기초저면의 내부마찰각 $\Phi = 15 + \sqrt{15N} = 42.39^\circ \leq 45^\circ$
(다만, $N > 5$)
- 6) 최대지반반력
상시 = 700
지진시 = 1050 (1.5배)
- 7) 기초의 각종 계수들

허용지지력에 대한 검토	전도에 대한 검토	활동에 대한 검토
평상시 = $Q_u / 3$	평상시 = $B / 6$	평상시 = 1.5
지진시 = $Q_u / 2$	지진시 = $B / 3$	지진시 = 1.2

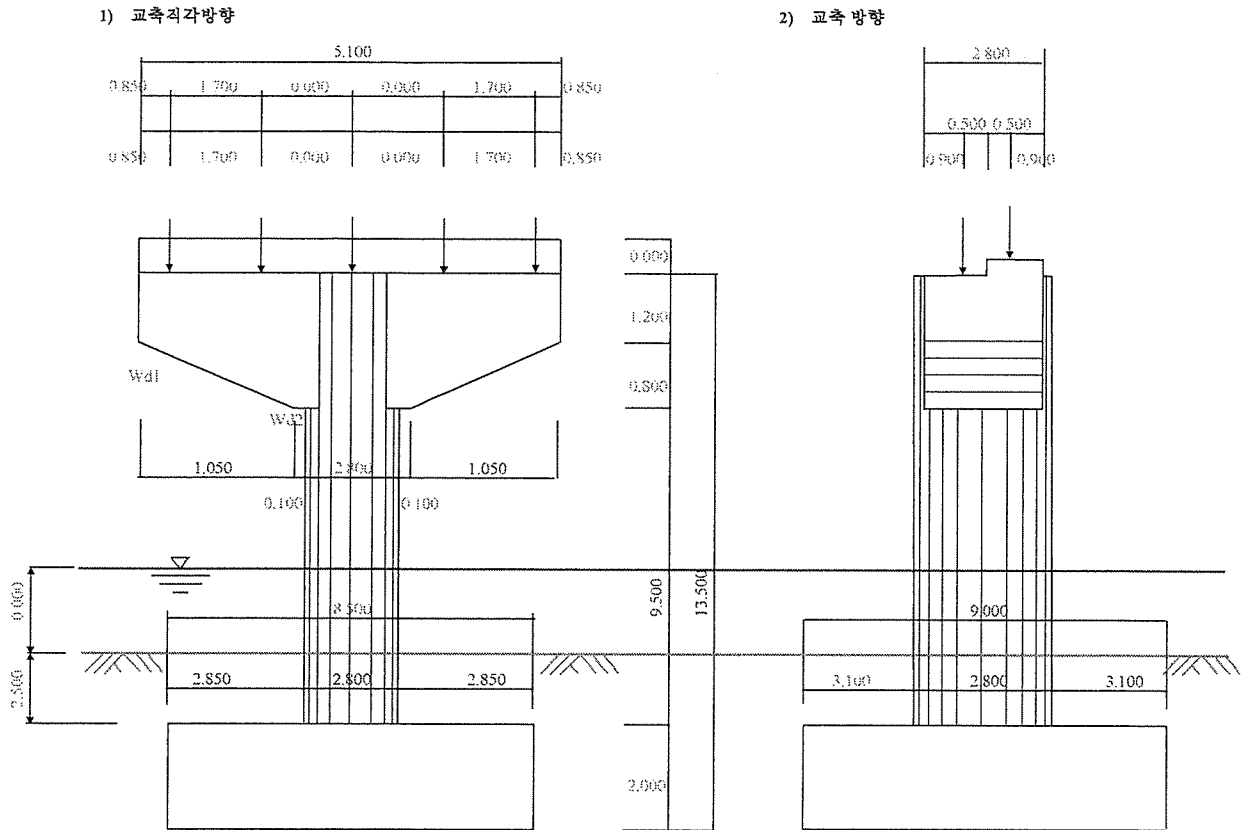
$\Phi_b = 2/3 \times 42.39 = 28.260$	흙과 콘크리트
$\tan \Phi_b = 0.538$	
$\tan \Phi_b = 0.600$	암과 콘크리트

1.5 참고문헌

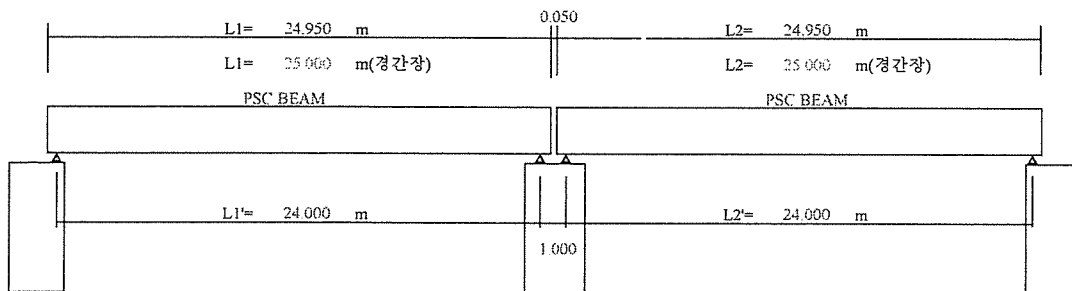
- ▣ 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)
- ▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)
- ▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단면 가정 P3(P4)

1.1 교각 단면 제원

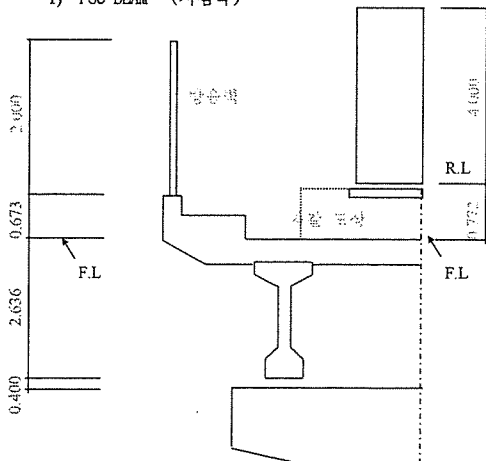


1.2 상부 제원



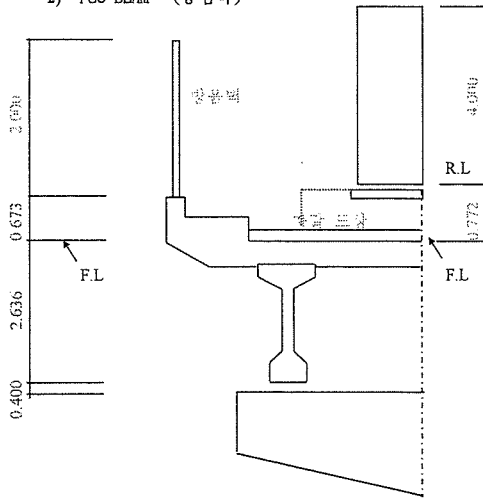
1.3 하중작용 위치산정

1) PSC BEAM (시점측)



- ▶ 원심하중 = 5.608 M
- ▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)
- ▶ 종하중(열차비재하) = 3.808 M
- ▶ 종하중(열차재하) = 4.104 M
- ▶ 지진하중(고정하중) = 1.718 M

2) PSC BEAM (중점측)



- ▶ 원심하중 = 5.608 M
 - ▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용) = 3.808 M
 - ▶ 풍하중(열차비재하) = 3.0545 M
 - ▶ 풍하중(열차개하) = 4.104 M
 - ▶ 지진하중(고정하중) = 1.718 M
- KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5		Σ
고정하중 반력(KN)	PSC BEAM	946.00		867.00		942.00		2755.00
	PSC BEAM	946.00		867.00		942.00		2755.00
계		1892.00	0.00	1734.00	0.00	1884.00		5510.00

▣ 교각자중

- COPING ;

$$Wd1 = 1.200 \times 2.800 \times 24.500 = 82.320 \text{ kN/m}$$

$$Wd2 = 2.000 \times 2.800 \times 24.500 = 137.200 \text{ kN/m}$$

- 기 등 ; $Pc = \pi / 4 \times 2.800^2 \times 24.500$
 $\times 9.500 = 1433.163 \text{ kN}$

- 기 초 ; $Wf1 = 2.000 \times 9.000 \times 24.500 = 441.000 \text{ kN/m}$

2) 활 하 중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- PSC BEAM(25m)

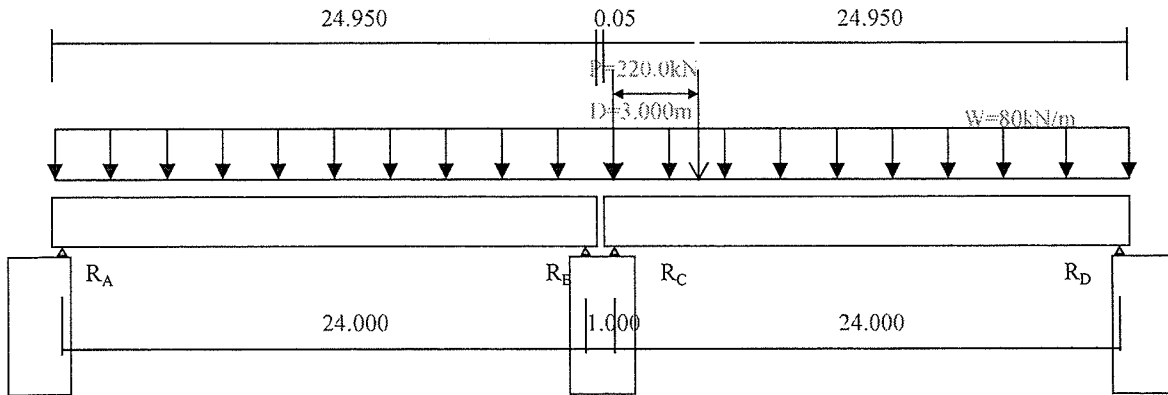
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.184	0.000	0.489	0.000	0.327		1.00
보도 하중 (단선)	0.950	0.000	0.232	0.000	-0.183		1.00

- PSC BEAM(25m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.184	0.000	0.489	0.000	0.327		1.00
보도 하중 (단선)	0.950	0.000	0.232	0.000	-0.183		1.00

■ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



$$\begin{aligned} R_A &= 998.000 \text{ KN} & , & & R_C &= 1410.500 \text{ KN} \\ R_B &= 998.000 \text{ KN} & , & & R_D &= 1025.500 \text{ KN} \end{aligned}$$

② 보도균집하중 재하시

$$\text{보도폭} : b = 0.85 \text{ m}$$

$$\text{균집하중} : W_m = 5.00 \text{ KN/m}^2$$

$$W_b = 0.85 \times 5.00 \times 24.95 \times 1/2 = 53.019 \text{ KN}$$

$$W_c = 0.85 \times 5.00 \times 24.95 \times 1/2 = 53.019 \text{ KN}$$

■ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	234.00	0.00	500.32	0.00	316.64		1050.97
R_{LC}	309.90	0.00	702.03	0.00	451.53		1463.47
ΣR_L	543.90	0.00	1202.36	0.00	768.17		2514.43

■ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	257.22	0.00	562.03	0.00	357.91		1177.16
R_{LC}	342.72	0.00	789.25	0.00	509.85		1641.82
ΣR_L	599.94	0.00	1351.28	0.00	867.76		2818.99

3) 차량 횡하중

- 연행집중하중으로 레일면 높이에서 교축에 직각이고 수평으로 100kN이 작용하는 것으로 한다.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.
- 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.

$$\begin{aligned}
 \sum PLf &= 0.000 \text{ kN} \\
 MLfb &= 0.000 \times 3.808 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 MLfc &= 0.000 \times 3.808 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \sum MLf &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- PSC BEAM

$$P_i = \left[\frac{MLf}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	MLf	$\sum X_i^2$	X_i	Pic(tf)	비 고
G1	0.000	5.780	1.700	0.000	↑
G2			0.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			0.000	0.000	↓
G5			-1.700	0.000	↓

- PSC BEAM

$$P_i = \left[\frac{MLf}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	MLf	$\sum X_i^2$	X_i	Pib(tf)	비 고
G1	0.000	5.780	1.700	0.000	↑
G2			0.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			0.000	0.000	↓
G5			-1.700	0.000	↓

4) 원심 하중

▣ 원심하중 계수 산정

$$\text{곡선반경 : } R = 3,500 \quad L = 24,000, \quad 24,000 \quad V = 250 \text{ km/hr}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times 3500} = 0.073 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times 3500} = 0.073 \quad \dots c \text{ 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.516 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.516 \quad \dots c \text{ 지점}$$

가) 복선

$$\text{교각반력 (PL) : } \quad \text{지점b} \quad 0.00 \text{ kN} \quad , \quad \text{지점c} \quad 0.00 \text{ kN}$$

$$P_{cb} = 0.00 \times 0.073 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{cc} = 0.00 \times 0.073 = 0.000 \text{ kN}$$

$$\sum P_c = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_{cb} = 0.000 \times 5.608 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cc} = 0.000 \times 5.608 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_c = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$$R_{pi} = M_c \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{pb1} = 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb2} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb3} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb4} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb5} = 0.000 \times -1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

- PSC BEAM

$$R_{pi} = M_c \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{pc1} = 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 0.000 \times -1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1050.97 kN , 지점c 1463.47 kN

$$P_{cb} = 1050.97 \times 0.073 = 76.720 \text{ kN}$$

$$P_{cc} = 1463.47 \times 0.073 = 106.833 \text{ kN}$$

$$\sum P_c = 183.553 \text{ kN}$$

$$M_{cb} = 76.720 \times 5.608 = 430.246 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cc} = 106.833 \times 5.608 = 599.119 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_c = 1029.365 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$$R_{pi} = M_c \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{pb1} = 430.246 \times 1.700 / 5.780 = 126.543 \text{ kN}$$

$$R_{pb2} = 430.246 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb3} = 430.246 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb4} = 430.246 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb5} = 430.246 \times -1.700 / 5.780 = -126.543 \text{ kN}$$

- PSC BEAM

$$R_{pi} = M_c \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{pc1} = 599.119 \times 1.700 / 5.780 = 176.211 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 599.119 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 599.119 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 599.119 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 599.119 \times -1.700 / 5.780 = -176.211 \text{ kN}$$

5) 풍 하 중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING	Wn1	=	3.000	×	2.000	×	2.800	=	16.800	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	2.800	×	0.6	=	5.040	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	5.309	×	12.475	=	198.689	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.309	×	12.475	=	198.689	kN
	Mn3b	=	198.689	×	3.0545	=	606.896	kN·m		
	Mn3c	=	198.689	×	3.055	=	606.896	kN·m		
	Σ Mn3	=						1213.792	kN·m	

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$$R_{ni} = M_{n3} \times x_i / \Sigma x_i^2$$

$$\Sigma x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{nb1} = 606.896 \times 1.700 / 5.780 = 178.499 \text{ kN}$$

$$R_{nb2} = 606.896 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 606.896 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb4} = 606.896 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb5} = 606.896 \times -1.700 / 5.780 = -178.499 \text{ kN}$$

- PSC BEAN

$$R_{ni} = M_{n3} \times x_i / \Sigma x_i^2$$

$$\Sigma x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{nc1} = 606.90 \times 1.700 / 5.780 = 178.499 \text{ kN}$$

$$R_{nc2} = 606.90 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc3} = 606.90 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc4} = 606.90 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc5} = 606.90 \times -1.700 / 5.780 = -178.499 \text{ kN}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1	=	1.500	×	2.000	×	2.800	=	8.400	kN
기둥	Wt2	=	1.500	×	2.800	×	0.6	=	2.520	kN/m
상부구조	Wn3b	=	1.500	×	7.408	×	12.475	=	138.622	kN
	Wn3c	=	1.500	×	7.408	×	12.475	=	138.622	kN
	Mn3b	=	138.622	×	4.104			=	568.905	kN·m
	Mn3c	=	138.622	×	4.104			=	568.905	kN·m
	Σ Mn3							=	1137.81	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$$R_{ti} = M_{t3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{nb1} = 568.905 \times 1.700 / 5.780 = 167.325 \text{ kN}$$

$$R_{nb2} = 568.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 568.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 568.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 568.905 \times -1.700 / 5.780 = -167.325 \text{ kN}$$

- PSC BEAN

$$R_{ti} = M_{t3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{nc1} = 568.905 \times 1.700 / 5.780 = 167.325 \text{ kN}$$

$$R_{nc2} = 568.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc3} = 568.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc4} = 568.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc5} = 568.905 \times -1.700 / 5.780 = -167.325 \text{ kN}$$

6) 유수압 (P = K × V² × A)

$$K = 0.4 \text{ (원형)} : \text{교각의 형상에 따라 정해지는 계수}$$

$$V = Q / A = 1400.00 / 720 = 1.944 \text{ m/sec}$$

$$A = 0.000 \text{ m}^2 : \text{교각의 연직투영면적}$$

$$P = 0.4 \times 1.944^2 \times 0.000 = 0 \text{ kN}$$

$$H = 0.6 \times \text{수심} = 0.6 \times 0.000 = 0 \text{ m}$$

7) 충돌 하중

▣ 유목에 의한 충돌하중 ($P = 0.1 \times W \times V$)

$$W = 100 \text{ kN} \quad : \text{유송물의 중량}$$

$$V = V_m / 0.85 = 1.944 / 0.85 = 2.287 \text{ m/sec} \quad : \text{표면유속}$$

$$P = 0.1 \times 100 \times 2.287 = 22.870 \text{ kN}$$

$$H = \text{수심} = 0 \text{ m}$$

▣ 자동차의 충돌하중

$$\text{- 차도방향에 대하여} = 1000 \text{ kN}$$

$$\text{- 차도 직각방향에 대하여} = 500 \text{ kN}$$

$$\text{- 작용높이} = 1.8 \text{ m}$$

8) 지진 하중 - 교각방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비고
시점측	H _{EB(교직)}	129.74		130.20		129.66	389.60	1.0교직+0.3교축
	H _{EB(교축)}	362.39		311.86		360.85	1035.09	0.3교직+1.0교축
종점측	H _{EC(교직)}	154.14		154.72		154.05	462.91	1.0교직+0.3교축
	H _{EC(교축)}	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$$M_{eb(\text{교직})} = 389.600 \times 1.718 = 669.333 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교축})} = 462.913 \times 1.718 = 795.285 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$$R_{Ei(\text{교직})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{Eb1} = 669.333 \times 1.700 / 5.780 = 196.863 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 669.333 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 669.333 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 669.333 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 669.333 \times -1.700 / 5.780 = -196.863 \text{ kN}$$

- PSC BEAM

$$R_{Ei(\text{교직})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{EC1} = 795.285 \times 1.700 / 5.780 = 233.907 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 795.285 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 795.285 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 795.285 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 795.285 \times -1.700 / 5.780 = -233.907 \text{ kN}$$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(\text{교직})}$	$M_{0E(\text{교직})}$	비 고
기둥하단	975.736	11,815.386	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비 고
시점측	$H_{EB(\text{교직})}$	318.66		319.80		318.45	956.91	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(\text{교축})}$	890.07		765.97		886.29	2542.34	0.3교직+1.0교축
중점측	$H_{EC(\text{교직})}$	378.60		380.02		378.36	1136.98	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(\text{교축})}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$$M_{eb(\text{교직})} = 956.913 \times 1.718 = 1643.977 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교직})} = 1136.980 \times 1.718 = 1953.332 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$$R_{Ei(\text{교직})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{Eb1} = 1643.977 \times 1.700 / 5.780 = 483.523 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 1643.977 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 1643.977 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 1643.977 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 1643.977 \times -1.700 / 5.780 = -483.523 \text{ kN}$$

- PSC BEAM

$$R_{Ei(\text{교각})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{EC1} = 1953.332 \times 1.700 / 5.780 = 574.509 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 1953.332 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 1953.332 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 1953.332 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 1953.332 \times (-1.700) / 5.780 = -574.509 \text{ kN}$$

$$P_E = 956.91 + 1136.980 = 2093.893 \text{ kN}$$

$$M_c = 2093.893 \times 1.718 = 3597.308 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(\text{교각})}$	$M_{0E(\text{교각})}$	비 고
기둥하단	2,396.545	29020.25	1.0교각+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 구간	우측 구간
고정하중	2755.000 kN	2755.000 kN
편 심	0.500 m	-0.500 m

$$M_d = 2755 \times 0.500 + 2755 \times -0.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 구간	우측 구간
활하중	단선재하시	1050.966 kN	1463.466 kN
	복선재하시	0.000 kN	0.000 kN
편 심		0.500 m	-0.500 m

$$M_{L\text{단선}} = 1050.97 \times 0.500 + 1463.47 \times -0.500 = -206.250 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 0.00 \times 0.500 + 0.00 \times -0.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 구간	우측 구간
활하중	단선재하시	1177.162 kN	1641.823 kN
	복선재하시	0.000 kN	0.000 kN
편 심		0.500 m	-0.500 m

$$M_{L\text{단선}} = 1177.16 \times 0.500 + 1641.82 \times -0.500 = -232.330 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 0.00 \times 0.500 + 0.00 \times -0.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 풍 하중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

$$\begin{aligned} \text{COPING} \quad W_{n1} &= 3.000 \times 1.200 \times 5.100 = 18.360 \text{ kN} \\ &3.000 \times 0.800 \times 4.050 = 9.720 \text{ kN} \\ &(\quad 18.360 + 9.720 \quad) / 5.100 = 5.506 \text{ kN/m} \\ \text{기둥} \quad W_{n2} &= 3.000 \times 2.800 \times 0.6 = 5.040 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

$$\begin{aligned} \text{COPING} \quad W_{n1} &= 1.500 \times 1.200 \times 5.100 = 9.180 \text{ kN} \\ &1.500 \times 0.800 \times 4.050 = 4.860 \text{ kN} \\ &(\quad 9.180 + 4.860 \quad) / 5.100 = 2.753 \text{ kN/m} \\ \text{기둥} \quad W_{t2} &= 1.500 \times 2.800 \times 0.6 = 2.520 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5) 제동하중 및 시동하중

▶ 고정슈에 작용하는 교축방향 수평하중

$$T_f = T - \frac{1}{2} \cdot \mu_m \cdot R_m \geq T/2$$

여기서, T ; 교량거더로부터의 전수평력

μ_m ; 가동측 받침의 마찰계수 0.15

R_m ; 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

▶ 가동슈에 작용하는 교축방향 수평하중

$$T_m = \mu_m \cdot R_m \leq T/2$$

① KL2012

가) 제동하중 ; $20\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 6000\text{kN}$ (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 20 \times 25.000 = 500.000 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 20 \times 25.000 = 500.000 \text{ kN}$$

나) 시동하중 ; $33\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 1000\text{kN}$ (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T = 33 \times 25.000 = 825.000 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T = 33 \times 25.000 = 825.000 \text{ kN}$$

다) 고정단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

$$R_m = 2755.00 + 998.000 = 3753.000 \text{ kN}$$

$$T_f = T - \frac{1}{2} \cdot \mu_m \cdot R_m \geq T/2$$

$$= 500.00 - 281.475 \text{ (제동하중)}$$

$$= 825.00 - 281.475 \text{ (시동하중)}$$

$$= 218.53 < T/2 = 250.00 \text{ (제동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$= 543.53 > T/2 = 412.50 \text{ (시동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$\therefore T_f = 250.00 \text{ kN(제동하중)}, 543.53 \text{ kN(시동하중)}$$

라) 가동단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

$$R_m = 2755.00 + 1410.50 = 4165.500 \text{ kN}$$

$$T_m = \mu_m \cdot R_m \leq T/2$$

$$= 624.825 > T/2 = 250.000 \text{ (제동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$= 624.825 > T/2 = 412.500 \text{ (시동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$\therefore T_m = 250.000 \text{ kN(제동하중)}, 412.500 \text{ kN(시동하중)},$$

마) 설계수평력

$$T \text{ (단 선)} = T_f + T_m = 543.525 + 412.500 = 956.025 \text{ kN}$$

$$T \text{ (복 선)} = T_f + T_m = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

6) 장대레일 중하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 2 \times 3 \times 24.950 = 149.700 \text{ kN}$$

$$T_f = T - \frac{1}{2} \mu_m \cdot R_m \geq T/2$$

$$= 149.70 - 206.625$$

$$= -56.93 < T/2 = 74.85$$

$$\therefore T_f = 74.85 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 2 \times 3 \times 24.950 = 149.700 \text{ kN}$$

$$T_m = \mu_m \cdot R_m \leq T/2$$

$$= 413.250 > T/2 = 74.850$$

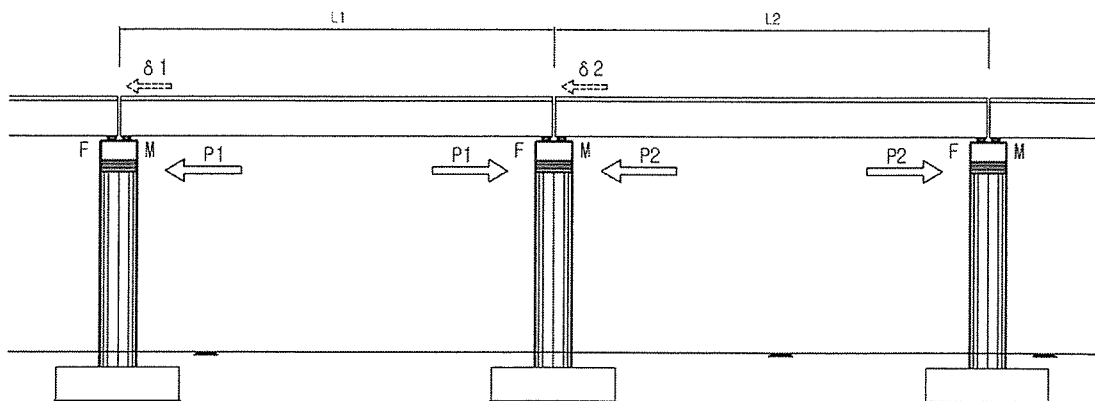
$$\therefore T_m = 74.85 \text{ kN}$$

$$T_L = T_b + T_c = 74.850 + 74.850 = 149.700 \text{ kN}$$

7) 온도 하중

; 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다.

; 단경간 연속교의 경우 전.후 경간의 온도하중의 방향이 반대이므로 고정단에 작용하는 수평력과 가동단에 작용하는 수평력의 차를 사용한다.



▶ 받침 마찰계수; 0.150

가) 상부 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$T_{s1} = 2755.00 \times 0.150 = 413.250 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = 2755.00 \times 0.150 = 413.250 \text{ kN}$$

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$Ts1' = 3932.16 \times 0.150 = 589.824 \text{ kN}$$

$$Ts2' = 4396.82 \times 0.150 = 659.523 \text{ kN}$$

다) 온도변화에 의한 수평력산정

▶ $\delta = \Delta t \times \alpha \times L$ 여기서 Δt : 온도변화
 $\alpha 1$: 강합성교의 선팽창계수 (0.000012)
 $\alpha 2$: 콘크리트교의 선팽창계수 (0.000010)

$$\therefore \delta 1 = 15 \times 0.00001 \times 24.000 = 0.0036 \text{ m}$$

$$\therefore \delta 2 = 15 \times 0.00001 \times 24.000 = 0.0036 \text{ m}$$

▶ 등가수평력

$$\delta 1 = [P \cdot L^3] / [3 \cdot E \cdot I]$$

$$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 589.203 \text{ kN}$$

여기서 E: 27500 MPa

I: 3.017 m⁴

L: 11.500 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	413.250	589.203	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용
고정하중+열차하중+시제동하중	589.824	1132.728	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용

$$\delta 2 = [P \cdot L^3] / [3 \cdot E \cdot I]$$

$$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 589.203 \text{ kN}$$

여기서 E: 27500 MPa

I: 3.017 m⁴

L: 11.500 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	413.250	589.203	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용
고정하중+열차하중+시제동하중	659.523	1001.703	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용

라) 적용온도하중

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 등가수평력이 작용할 경우 하중방향이 반대방향이므로 상쇄됨.

; 시점부 및 종점부 받침중 1개소만 등가수평력이 작용할 경우 가동단이 미끄러지므로

등가수평력중 작은값과 등가수평력 차이 값을 큰값을 적용

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 슈마찰력이 작용할 경우 슈마찰력중 큰 값을 적용.

; 시제동하중 작용시 적용 온도하중은 시제동하중에 의한 수평력을 제외하여 적용함.

구분	작용수평력	비고
고정하중	413.250	슈마찰력 : MAX(Ts1, Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	247.023	슈마찰력 : MAX(Ts1', Ts2')-시제동하중(순차적으로 가동)

8) 지진하중 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E}(\text{교축})$	$M_{0E}(\text{교축})$	비 고
기둥하단	1088.35	12136.29	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

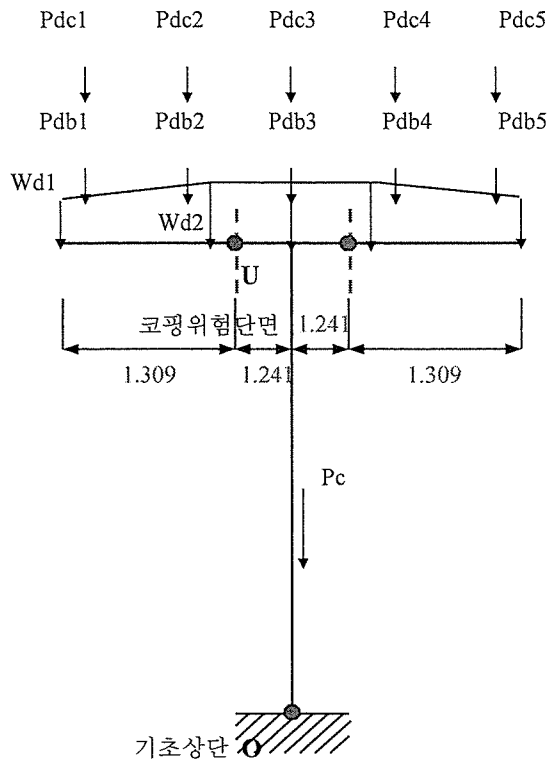
■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E}(\text{교축})$	$M_{0E}(\text{교축})$	비 고
기둥하단	2673.14	29808.44	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

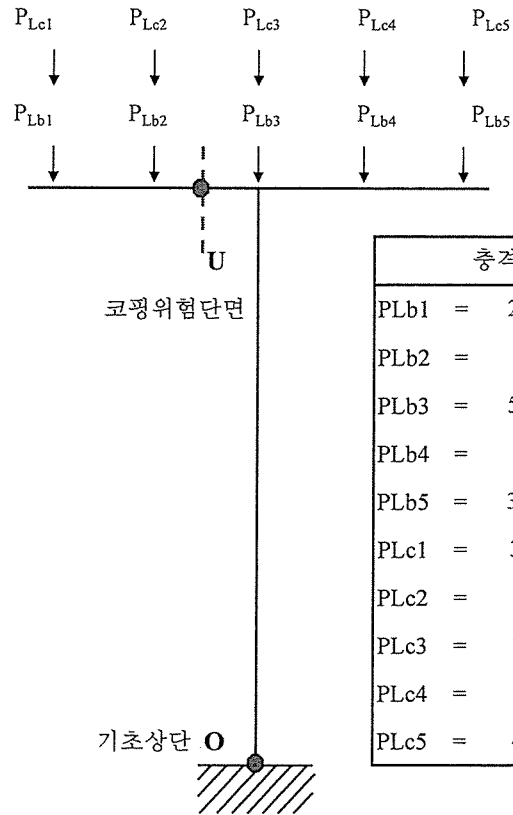
1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



Pdb1	=	946.00	kN
Pdb2	=	0.00	kN
Pdb3	=	867.00	kN
Pdb4	=	0.00	kN
Pdb5	=	942.00	kN
Pdc1	=	946.00	kN
Pdc2	=	0.00	kN
Pdc3	=	867.00	kN
Pdc4	=	0.00	kN
Pdc5	=	942.00	kN
Wd1	=	82.320	kN/m
Wd2	=	137.200	kN/m
Pc	=	1433.163	kN

구 분	하 중	교축(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	946.000	0.459	946.000	434.481	1.700	946.000	1608.200
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	867.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	867.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	942.000	0.459	942.000	432.644	-1.700	942.000	-1601.400
Pcd1	946.000	0.459	946.000	434.481	1.700	946.000	1608.200
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	867.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	867.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	942.000	0.459	942.000	432.644	-1.700	942.000	-1601.400
Wd1	109.76	0.609	115.248	70.21856701	0.000	230.496	0.000
Wd2	137.200	0.130	35.57353216	4.611793696	0.000	411.600	0.000
Pc	1433.163	-1.241	0.000	0	0.000	1433.163	0.000
합 계			2038.82	943.792		7585.259	13.600

2-2) 활 하중 (L.C 2-2): 단선



충격 미고려시		충격고려시(모멘트)	
PLb1	= 234.000 kN	PLb1	= 257.220 kN
PLb2	= 0.000 kN	PLb2	= 0.000 kN
PLb3	= 500.322 kN	PLb3	= 562.032 kN
PLb4	= 0.000 kN	PLb4	= 0.000 kN
PLb5	= 316.644 kN	PLb5	= 357.910 kN
PLc1	= 309.90 kN	PLc1	= 342.72 kN
PLc2	= 0.00 kN	PLc2	= 0.00 kN
PLc3	= 702.03 kN	PLc3	= 789.25 kN
PLc4	= 0.00 kN	PLc4	= 0.00 kN
PLc5	= 451.53 kN	PLc5	= 509.85 kN

▶ 충격 미고려시

구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	234.000	0.459	234.000	107.472	1.700	234.000	397.800
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	500.322	-1.241	0.000	0.000	0.000	500.322	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	316.644	0.459	316.644	145.429	-1.700	316.644	-538.294
PLc1	309.900	0.459	309.900	142.332	1.700	309.900	526.830
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	702.035	-1.241	0.000	0.000	0.000	702.035	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	451.531	0.459	451.531	207.380	-1.700	451.531	-767.603
합 계			768.175	352.809		2514.431	381.268

Moy= -206.250 kN·m

Ho= 0.000 kN

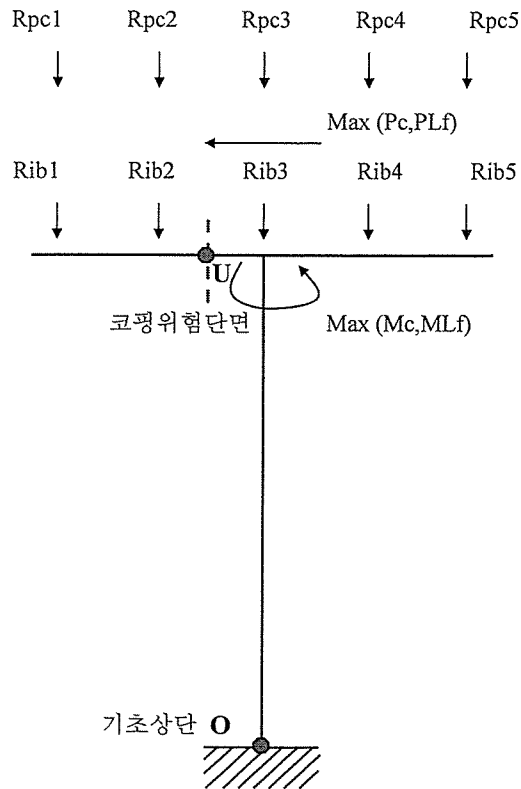
▶ 충격 고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	257.220	0.459	257.220	118.137	1.700	257.220	437.274
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	562.032	-1.241	0.000	0.000	0.000	562.032	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	357.910	0.459	357.910	164.382	-1.700	357.910	-608.447
PLc1	342.718	0.459	342.718	157.404	1.700	342.718	582.620
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	789.251	-1.241	0.000	0.000	0.000	789.251	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	509.854	0.459	509.854	234.167	-1.700	509.854	-866.751
합 계			867.764	398.549		2818.985	455.305

Moy= -232.330 kN·m

Ho= 0.000 kN

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (단선)

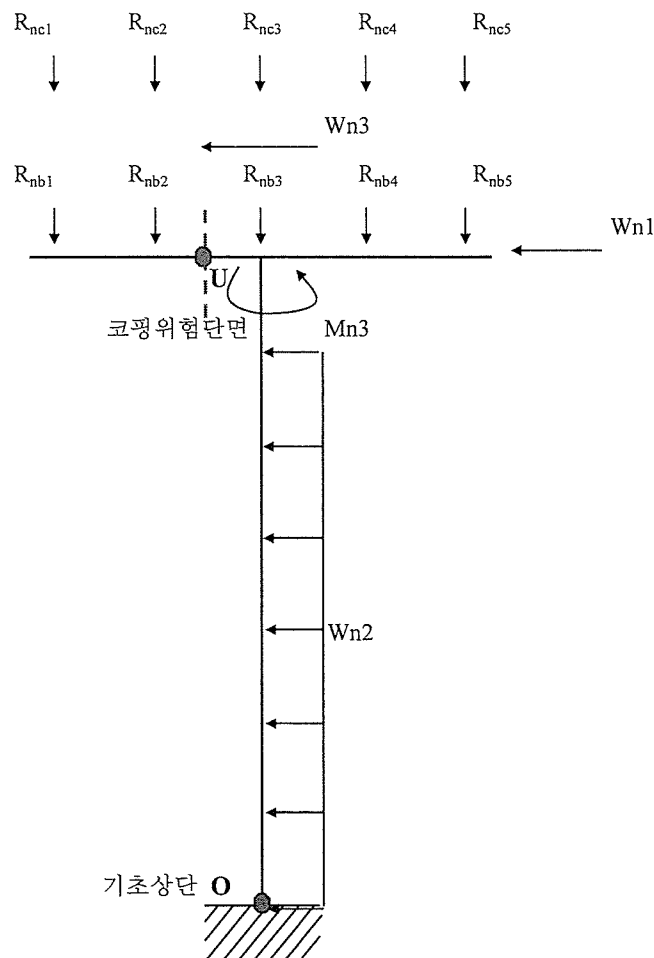
Pc	=	183.553	kN
Mc	=	1029.365	kN·m

Max (PLf, Pc)	=	183.553	kN
Max (MLf, Mc)	=	1029.365	kN·m

Rib1	=	126.543	kN
Rib2	=	0.000	kN
Rib3	=	0.000	kN
Rib4	=	0.000	kN
Rib5	=	-126.543	kN
Rpc1	=	176.211	kN
Rpc2	=	0.000	kN
Rpc3	=	0.000	kN
Rpc4	=	0.000	kN
Rpc5	=	-176.211	kN

구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	126.543	0.459	126.543	58.119	1.700	126.543	215.123
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	-126.543	0.459	-126.543	-58.119	-1.700	-126.543	215.123
Pcd1	176.211	0.459	176.211	80.931	1.700	176.211	299.560
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	-176.211	0.459	-176.211	-80.931	-1.700	-176.211	299.560
Pc	183.553	-	-	-	11.500	-	2110.860
합 계			302.754	139.050		0.000	3140.225

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

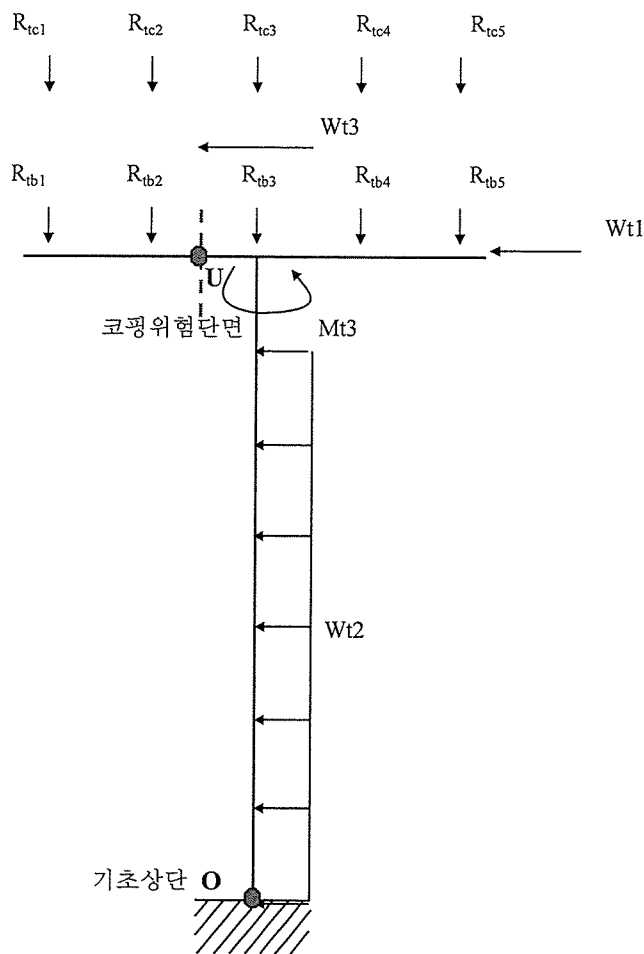


Wn1	=	16.800	kN
Wn2	=	5.040	kN/m
Wn3b	=	198.689	kN
Wn3c	=	198.689	kN
Mn3	=	1213.792	kN·m

Rnb1	=	178.499	kN
Rnb2	=	0.000	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	0.000	kN
Rnb5	=	-178.499	kN
Rnc1	=	178.499	kN
Rnc2	=	0.000	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	0.000	kN
Rnc5	=	-178.499	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rnb1	178.499	0.459	178.499	81.981	1.700	178.499	303.448
Rnb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb5	-178.499	0.459	-178.499	-81.981	-1.700	-178.499	303.448
Rnc1	178.499	0.459	178.499	81.981	1.700	178.499	303.448
Rnc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc5	-178.499	0.459	-178.499	-81.981	-1.700	-178.499	303.448
Wn1	16.80	-	-	-	11.500	-	193.200
Wn2	47.88	-	-	-	4.750	-	227.430
Wn3	397.38	-	-	-	11.500	-	4569.847
합 계	462.058		356.998	163.963		0.000	6204.269

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

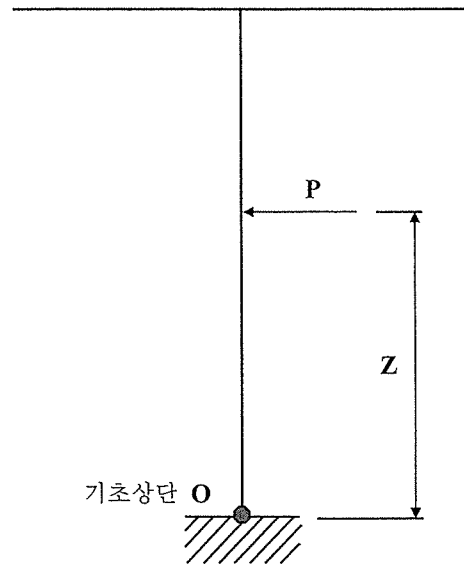


Wt1	=	8.400	kN
Wt2	=	2.520	kN/m
Wt3b	=	138.622	kN
Wt3c	=	138.622	kN
Mt3	=	568.905	kN·m

Rtb1	=	167.325	kN
Rtb2	=	0.000	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	0.000	kN
Rtb5	=	-167.325	kN
Rtc1	=	167.325	kN
Rtc2	=	0.000	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	0.000	kN
Rtc5	=	-167.325	kN

구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rtb1	167.325	0.459	167.325	76.849	1.700	167.325	284.453
Rtb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb5	-167.325	0.459	-167.325	-76.849	-1.700	-167.325	284.453
Rtc1	167.325	0.459	167.325	76.849	1.700	167.325	284.453
Rtc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc5	-167.325	0.459	-167.325	-76.849	-1.700	-167.325	284.453
Wt1	8.40	-	-	-	11.500	-	96.600
Wt2	23.94	-	-	-	4.750	-	113.715
Wn3	277.24	-	-	-	11.500	-	3188.306
합 계	309.584		334.650	153.699		0.000	4536.431

6) 유수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	2.500	m

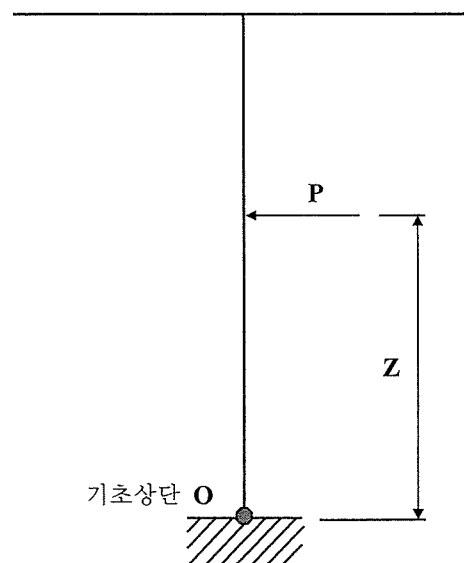
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 0.000 \times 2.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 0.000 \text{ kN}$$

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	4.300	m

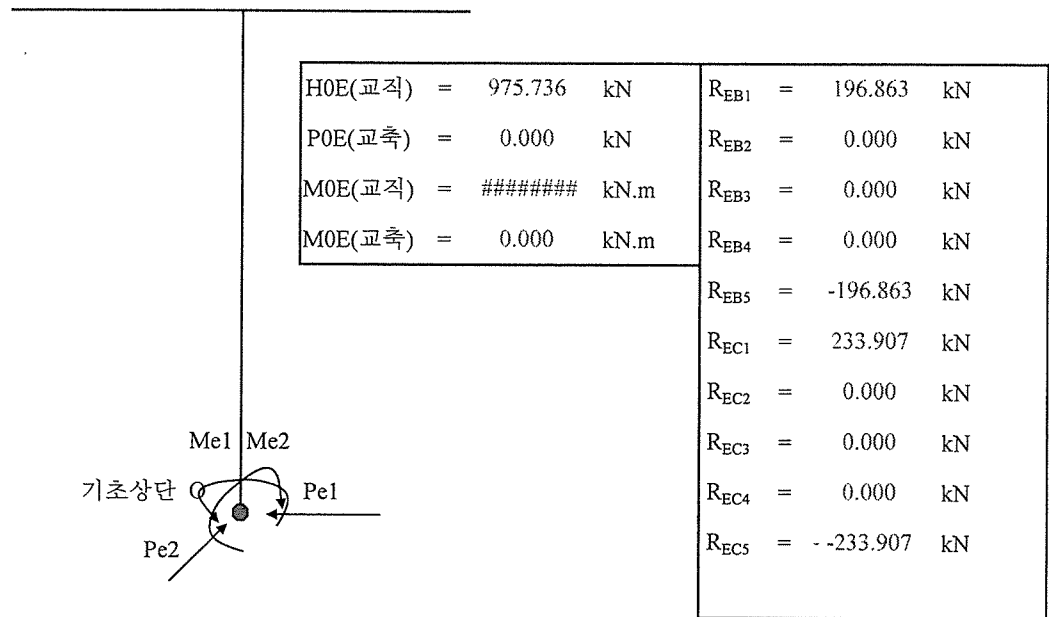
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 1000.000 \times 4.300 = 4300.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

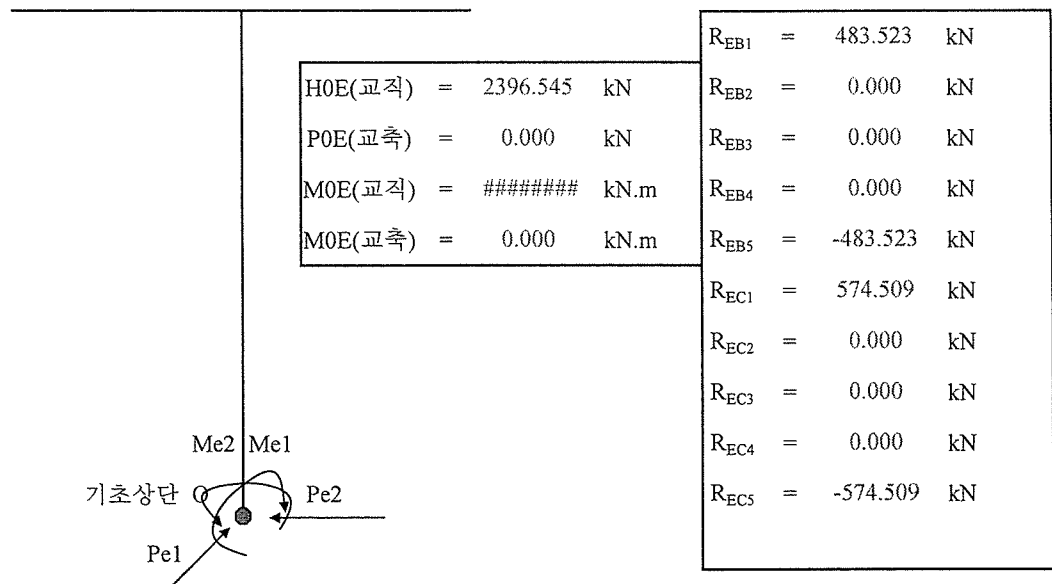
$$H_o = 1000.000 \text{ kN}$$

8) 지진하중 (L.C 8) : 100년



구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	196.863	0.459	196.863	90.416	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-196.863	0.459	-196.863	-90.416	-	-	-
REC1	233.907	0.459	233.907	107.430	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-233.907	0.459	-233.907	-107.430	-	-	-
He1	975.736	-	-	-	-	-	11815.386
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			430.770	197.845			

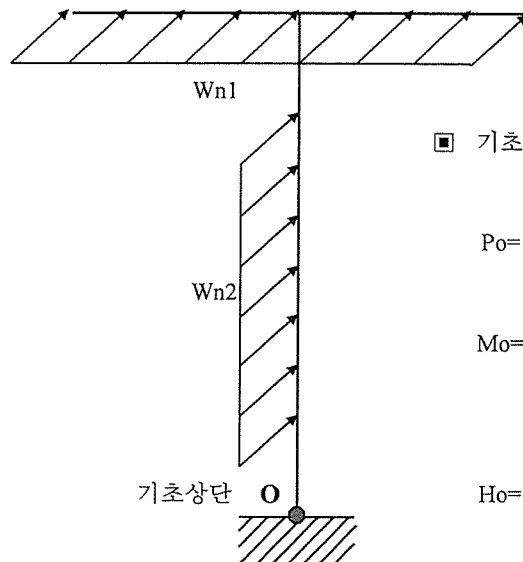
9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	483.523	0.459	483.523	222.073	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-483.523	0.459	-483.523	-222.073	-	-	-
REC1	574.509	0.459	574.509	263.862	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-574.509	0.459	-574.509	-263.862	-	-	-
He1	2396.545	-	-	-	-	-	29020.247
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			1058.032	485.935			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



$$W_{n1} = 5.506 \text{ kN/m}$$

$$W_{n2} = 5.040 \text{ kN/m}$$

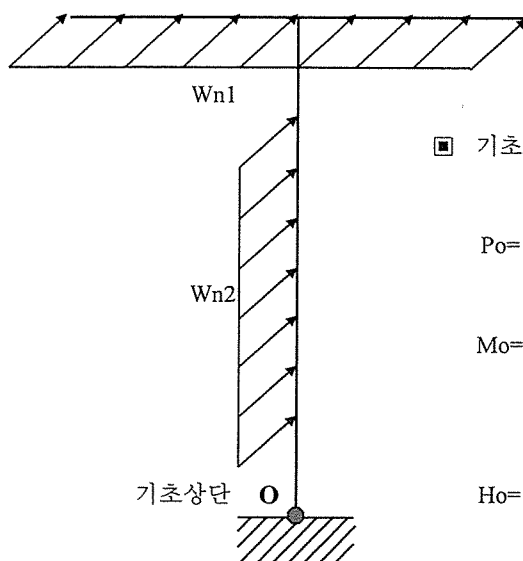
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 28.081 \times 10.500 + 47.880 \times 4.750 = 522.276 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 75.9606 \text{ kN}$$

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



$$W_{n1} = 2.753 \text{ kN/m}$$

$$W_{n2} = 2.520 \text{ kN/m}$$

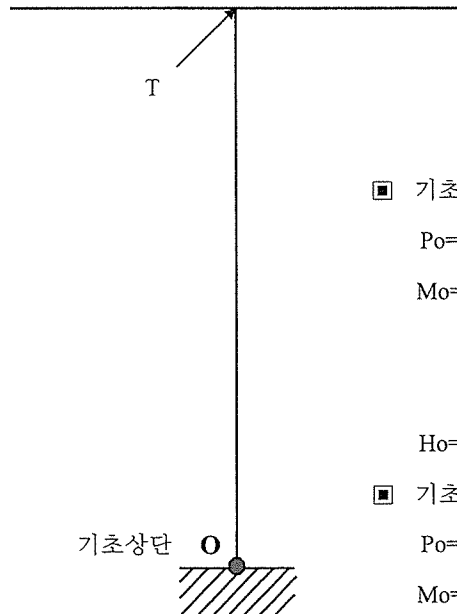
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 14.040 \times 10.500 + 23.940 \times 4.750 = 261.138 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 37.9803 \text{ kN}$$

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f\text{복선}}$	=	0.000	kN
$T_{m\text{복선}}$	=	0.000	kN
$T_{f\text{단선}}$	=	543.525	kN
$T_{m\text{단선}}$	=	412.500	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_o &= 0.000 \times 11.900 + \\ &\quad 0.000 \times 11.900 \\ &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 0.00 \text{ kN}$$

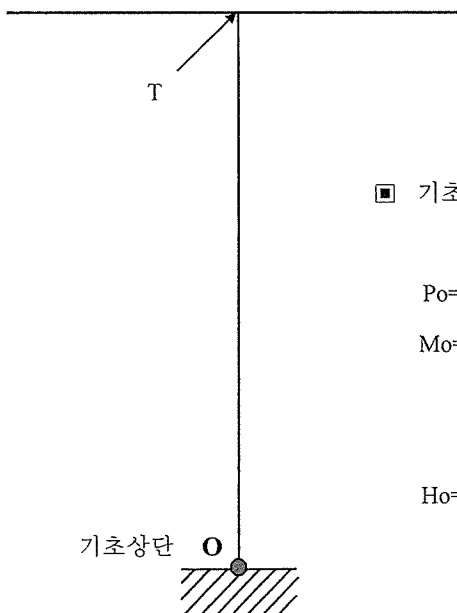
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_o &= 543.525 \times 11.900 + \\ &\quad 412.500 \times 11.900 \\ &= 11376.698 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 956.03 \text{ kN}$$

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	74.850	kN
T_m	=	74.850	kN

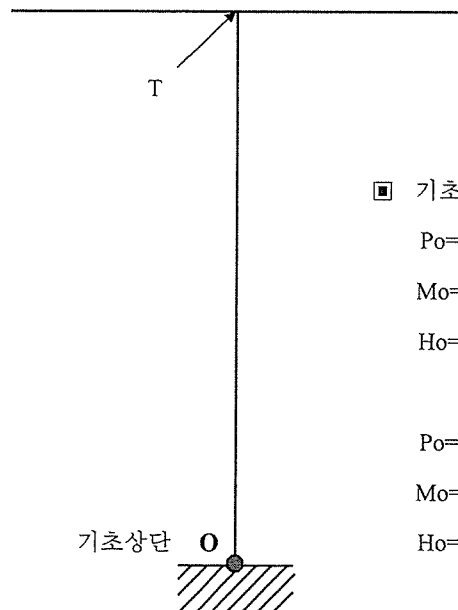
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_o &= 74.850 \times 11.900 + \\ &\quad 74.850 \times 11.900 \\ &= 1781.430 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 149.700 \text{ kN}$$

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	413.250	kN
시제동하중 작용시	=	247.023	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 413.250 \times 11.900 = 4917.675 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

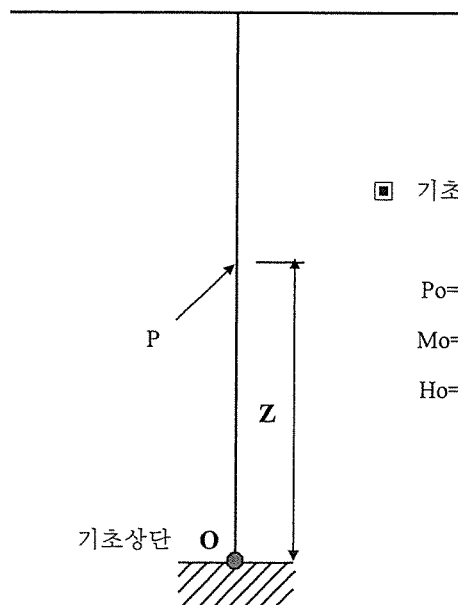
$$H_o = 413.250 \text{ kN}$$

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 247.023 \times 11.900 = 2939.579 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 247.023 \text{ kN}$$

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	4.300	M

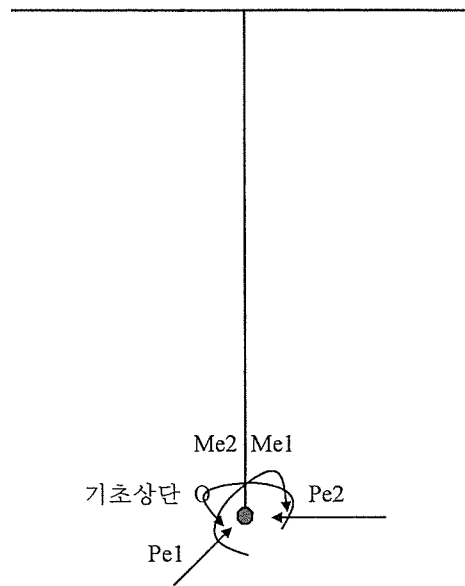
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 500.000 \times 4.300 = 2150.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 500.000 \text{ kN}$$

7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

Pe2= 0.000 kN

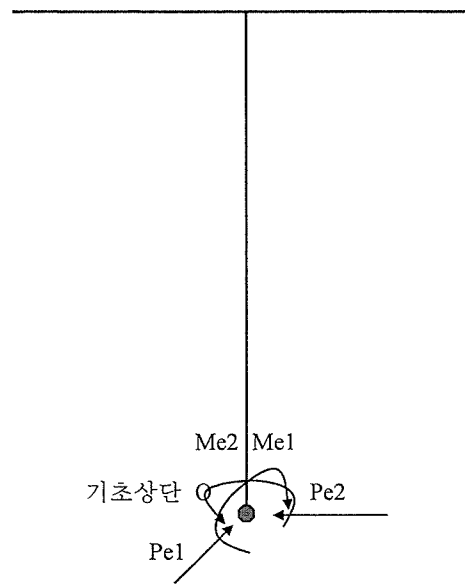
He1= 1088.351 kN·m

He2= 0.000 kN·m

Me1= ##### kN

Me2= 0.000 kN

8) 지진하중 (L.C 17) : 1000년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

Pe2= 0.000 kN

He1= 2673.144 kN·m

He2= 0.000 kN·m

Me1= ##### kN

Me2= 0.00 kN

5-1. 단면력 및 하중조합

5-1.1 COPING

1) 각 하중별 단면력

			(COPING)		
하 중 경 우			전단력(P) (kN)	모멘트(M) (kN·m)	비 고
Load Case 1	고 정 하 중 + 자 중		2,039	944	
Load Case 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	단선교량
		충격 고려시	-	-	단선교량
Load Case 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	768	353	
		충격 고려시	868	399	
Load Case 3-1	횡 하중및원심하중	복 선	-	-	단선교량
Load Case 3-2		단 선	303	139	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)		357	164	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)		335	154	
Load Case 6	유 수 압		-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중		-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)		431	198	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)		1,058	486	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)														
하중 경우	고정 하중 + 자중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수 압	충돌 에 의 한 하 중	지진 하중 (100)	지진 하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차 가 없 을 때	열차 가 있 을 때							
comb 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	2,039	944	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	3,209	1,481	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	2,396	1,108	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	2,373	1,097	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	3,544	1,635	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	2,039	944	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	2,907	1,342	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	2,396	1,108	

3) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

(COPING)

하 중 경 우	고정 하중 + 자중	활하중 (충격고려)		황하중 원심하중		풍하중		유수 압	충돌 에 의 한 하 중	지진 하중 (100)	지진 하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때							
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	2,752	1,274	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	4,766	2,199	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	3,262	1,510	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	5,135	2,370	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	2,752	1,274	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	4,391	2,027	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	3,234	1,495	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	3,204	1,482	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	4,828	2,227	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	2,752	1,274	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	3,967	1,832	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	2,875	1,329	
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00		3,153	1,456	운행성
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-		1.00	3,781	1,744	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

5-1.2 기초상면

1) 각 하중별 단면력

(기초상면)

하 중 경 우				교직 수평력 (kN)	교축 수평력 (kN)	연직력 (kN)	교직 모멘트 (kN·m)	교축 모멘트 (kN·m)
교직 방향	L.C 1	고 정 하 중 + 자 중		-	-	7,585	14	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	-	-	-
			충격 고려시	-	-	-	-	-
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	2,514	381	206
			충격 고려시	-	-	2,819	455	232
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	-	-	-
	L.C 3-2		단 선	184	-	-	3,140	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		462	-	-	6,204	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		310	-	-	4,536	-
교직 방향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	4,300	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		976	-	-	11,815	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		2,397	-	-	29,020	-
교축 방향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	76	-	-	522
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	38	-	-	261
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	-	-	-	-
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	956	-	-	11,377
	L.C 13	장대레일중하중		-	150	-	-	1,781
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	413	-	-	4,918
			시제동하중 작용	-	247	-	-	2,940
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	2,150
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	1,088	-	-	12,136
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	2,673	-	-	29,808

2) 하중조합에 의한 단면력

가. 사용하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중 조합	교 축 직 각 방 향										교 축 방 향						비 고
	고정 하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중	
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때				복선	단선					
combo 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 3	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 4	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 5	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.4
combo 6	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00		1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 7	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 8	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 9	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 10	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.8

구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 1	7,585	-	14	-	-	
combo 2	10,404	184	3,609	-	232	
combo 3	7,585	-	14	413	4,918	
combo 4	10,404	184	3,609	413	5,150	
combo 5	7,585	462	6,218	489	5,440	
combo 6	7,585	310	4,550	435	4,982	
combo 7	10,404	493	8,146	1,391	16,591	
combo 8	7,585	1,000	4,314	500	2,150	
combo 9	10,404	1,000	4,769	500	2,382	
combo 10	7,585	1,462	10,518	576	2,672	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중경우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향							
	고정하중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 종하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)	
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때					복선	단선						
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-	
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00		
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-		
comb 25	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 26	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 11	10,240	-	18	-	-	철설기 8.3.1
comb 12	15,455	248	5,100	-	430	철설기 8.3.1
comb 13	12,136	-	22	-	-	철설기 8.3.2
comb 14	16,647	294	5,775	-	372	철설기 8.3.2
comb 15	10,240	-	18	558	6,639	철설기 8.3.3
comb 16	14,187	248	4,895	558	6,964	철설기 8.3.3
comb 17	10,240	624	8,394	660	7,344	철설기 8.3.4
comb 18	10,240	418	6,143	594	6,815	철설기 8.3.5
comb 19	14,187	666	11,019	1,933	23,068	철설기 8.3.5
comb 20	10,240	1,350	5,823	675	2,903	철설기 8.3.7
comb 21	14,187	1,350	6,461	675	3,228	철설기 8.3.7
comb 22	9,102	1,754	12,621	691	3,207	철설기 8.3.8
comb 23	10,094	-	419	1,088	12,343	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 24	10,094	976	12,234	-	207	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 25	10,094	-	419	2,673	30,015	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 26	10,094	2,397	29,439	-	207	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

다. 최소축하중, 최대편심에 대해 설계할 경우

(기초상면)

하중 경우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향						
	고정 하중	활하중 (충격고려)		황하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때					복선	단선					
comb 27	0.80	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 28	0.80	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 29	0.80	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 30	0.80	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 31	0.80	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 32	0.80	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 33	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 34	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 35	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 36	0.80	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 37	0.80	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 38	0.90	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 39	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 40	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 41	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 42	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

구 분	연 직 력 (kN)	교 직 수 평 력 (kN)	교 직 모 멘 트 (Mx) (kN·m)	교 축 수 평 력 (kN)	교 축 모 멘 트 (My) (kN·m)	비 고
comb 27	6,068	-	11	-	-	철 설 기 8.3.1
comb 28	11,283	248	5,092	-	430	철 설 기 8.3.1
comb 29	6,068	-	11	-	-	철 설 기 8.3.2
comb 30	10,579	294	5,764	-	372	철 설 기 8.3.2
comb 31	6,068	-	11	558	6,639	철 설 기 8.3.3
comb 32	10,015	248	4,888	558	6,964	철 설 기 8.3.3
comb 33	6,068	624	8,387	660	7,344	철 설 기 8.3.4
comb 34	6,068	418	6,135	594	6,815	철 설 기 8.3.5
comb 35	10,015	666	11,012	1,933	23,068	철 설 기 8.3.5
comb 36	6,068	1,350	5,816	675	2,903	철 설 기 8.3.7
comb 37	10,015	1,350	6,453	675	3,228	철 설 기 8.3.7
comb 38	6,827	1,754	12,617	691	3,207	철 설 기 8.3.8
comb 39	10,094	-	419	1,088	12,343	철 설 기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 40	10,094	976	12,234	-	207	철 설 기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 41	10,094	-	419	2,673	30,015	철 설 기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 42	10,094	2,397	29,439	-	207	철 설 기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

라. 기초 검토 하중

(기초상면)

하중 경우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향							
	고정 하중	활하중 (충격미고 려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)	
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때					복선	단선						
comb 43	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 44	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 45	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 46	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 47	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 48	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	
comb 49	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	-	
comb 50	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 51	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 52	1.00	-	-	-	-	1.20	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 53	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00		
comb 54	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-		
comb 55	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 56	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	

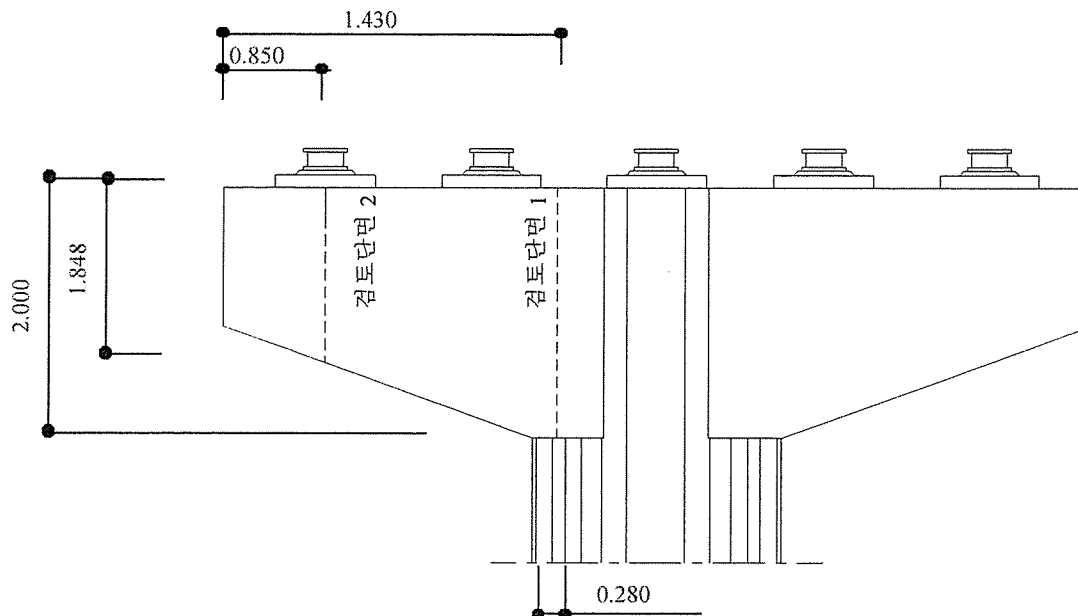
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 43	7,585	-	14	-	-	철설기 8.3.1
combo 44	10,100	184	3,535	-	206	철설기 8.3.1
combo 45	7,585	-	14	413	4,918	철설기 8.3.3
combo 46	10,100	184	3,535	413	5,124	철설기 8.3.3
combo 47	7,585	462	6,218	489	5,440	철설기 8.3.4
combo 48	7,585	310	4,550	435	4,982	철설기 8.3.5
combo 49	10,100	493	8,072	1,391	16,565	철설기 8.3.5
combo 50	7,585	1,000	4,314	500	2,150	철설기 8.3.7
combo 51	10,100	1,000	4,695	500	2,356	철설기 8.3.7
combo 52	7,585	1,554	11,759	591	2,777	철설기 8.3.8
combo 53	10,100	-	395	1,088	12,343	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
combo 54	10,100	976	12,210	-	206	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
combo 55	10,100	-	395	2,673	30,015	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
combo 56	10,100	2,397	29,415	-	206	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

6. Coping 설계

6.1 단면력 집계

; 원형기둥을 포함하는 경우는 기둥에서 D/10만큼 들어간 위치에서 검토한다.

구 분		하 중 조 합	COPING 단면력	비 고
사용하중	최대모멘트	comb 5	1,635	
계수하중	최대모멘트	comb 14	2,370	
	최대전단력	comb 14	5,135	



6. 코핑 단면 검토

6.1 Deep Beam 검토

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.84$ $\Phi_f = 0.90$ $\Phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2,800	2,000	1,850	150	2,370	5,135	1,635

$L_n = 1160.00 \text{ mm}$ $L_n/D = 1160.00 / 1850.00 = 0.627 < 4$

∴ DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	21	EA =	10,641 mm ² ,	d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	25	-	21	EA =	10,641 mm ² ,	d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	- mm ² ,	d2 =	300 mm

→ Use As (total) = 21281.400 mm² [사용률 5.947 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 119.224 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a/k_1) - d_c) / (a/k_1) = 0.03592 > 0.004 \text{ - O.K. -}$

$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.90$ 적용

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\{f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$$

→ Req $A_s = 3578.283 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 207.325 \text{ mm}^2$$

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.0034$$

$$\text{증 큰 값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 18.130 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4/3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 4.771 \text{ mm}^2$$

∴ $P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max}$ -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 119.224 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 12954.669 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 2370.225 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 5.466] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

2) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 2800.0 \times 1850.00 / 1000 = 4019.37 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 4019.37 < V_u = 5134.943 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요함!!}$$

$$\Phi V_{\max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}} / 6) \cdot b_w \cdot d = 20096.854 \text{ kN} > 5134.943 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 전단철근량 산정

$$\text{수직 전단철근량 : } A_v, \text{ 간격 : } S_v \Rightarrow A_{v_{\min}} = 0.0025 \times b \times S_v, \quad S_v \leq (d/5, 300\text{mm})$$

$$\text{수평 전단철근량 : } A_h, \text{ 간격 : } S_h \Rightarrow A_{v_{\min}} = 0.0015 \times b \times S_h, \quad S_h \leq (d/5, 300\text{mm})$$

$$V_u = \Phi V_n = \Phi (V_c + V_s)$$

$$S_v = 200 \text{ mm} \leq d/5, 300\text{mm} = 200 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$d/5 = 1850.0 / 5 = 370 \text{ mm}$$

$$\text{H 19 사용, } A_v = 6 \times 287 = 1,719 \text{ mm}^2 \geq 0.0025 \times b \times S_v \quad \therefore \text{O.K}$$

$$0.0025 \times b \times S_v = 0.0025 \times 2800 \times 200 = 1,400 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{H19 - 6 EA } S = 200 \text{ mm 로 배근}$$

$$S_h = 200 \text{ mm} \leq d/5, 300\text{mm} = 200 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$d/5 = 1850.0 / 5 = 370.000 \text{ mm}$$

$$\text{H 19 사용, } A_h = 6 \times 286.500 = 1,719.000 \text{ mm}^2 \geq 0.0015 \times b \times S_h \quad \therefore \text{O.K}$$

$$0.0015 \times b \times S_h = 0.0015 \times 2800 \times 200.00 = 840.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{H19 - 6 EA } S = 200.00 \text{ mm 로 배근}$$

$$\Phi V_s = \Phi \{ A_v / S_1 \times (1 + \ln/d) / 12 + A_h / S_2 \times (11 - \ln/d) / 12 \} f_y \times d = 5406.255 \text{ kN}$$

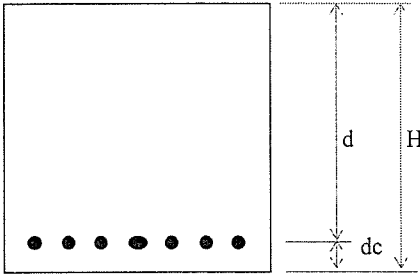
- 전단강도검토

$$V_u = 5134.943 \text{ kN} < \Phi (V_c + V_s) = 4019.37 + 5406.255 = 9425.626 \text{ kN}$$

$\therefore \text{O.K}$

3) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2,000	mm,	$B =$	2,800	mm,
$d =$	1,850	mm,	$d_c =$	150	mm,
$M_o =$	1,635	kN·m,	$A_s =$	21,281	mm ²
$N =$	21		$n =$	7	

- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= 394 \text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= 45 \text{ MPa} \\
 f_{st} &= f_s (H - D_{c_min} - x) / (D - x) &= 46 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= 100 - 25 / 2 &= 88 \text{ mm} \\
 S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] &= 1,363 \text{ mm} \\
 \text{최외단철근 평균배근간격;} & 2800 / 21 = 133.3 \text{ mm} < 1363 \text{ mm O.K!!}
 \end{aligned}$$

6.2 지점부 (corbel 검토)

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ Mpa} \quad k_1 = 0.84 \quad \Phi_f = 0.75 \quad \Phi_v = 0.75$$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2800.00	2000.00	1850.00	150.00	2370.225	5134.943	1635.090

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 5134.943 \text{ kN}$$

$$M_u = 2370.225 \text{ kN·m}$$

나) corbel 판정

$$a = M_u / V_u = 2370.225 / 5134.943 = 0.462 \text{ m}$$

$$d = 2.000 - 0.150 = 1.850 \text{ m}$$

$$a / d = 0.462 / 1.850 = 0.250 < 1.0 \quad \therefore \text{corbel로 검토}$$

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$V_u = 5134.943 \text{ kN}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 0.2 \times 5134.943 = 1026.989 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u + N_u \times (H - D)$$

$$= 2370.225 + 1026.989 \times (2.000 - 1.850)$$

$$= 2524.273 \text{ kN·m}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$$V_{n_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d$$

$$\leq 0.2 \times 30 \times 2.800 \times 1.850 = 31,080 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2.800 \times 1.850 = 29,008 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 29008.00 = 21756.000 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 21.756 \text{ kN} > V_u = 5.135 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{5.134,943}{0.75 \times 400 \times 1.4}$$

$$= 12,226 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 2,524 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$a = \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}, \quad M_n = \frac{M_u}{\Phi} = A_f \times f_y \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{24}{0.006} = 4.292 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 1,027 \text{ kN}$$

$$A_n = \frac{N_u}{\Phi \times f_y} = \frac{1,027}{0.75 \times 400}$$

$$= 3423.297 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$$A_s \geq (A_f + A_n), (2/3 A_{vf} + A_n), (0.04 \times f_{ck} / f_y \times b \times d)$$

$$\geq 4292 + 3423 = 7,715 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 12226 + 3423 = 11,574 \text{ mm}^2$$

$$\geq 0.04 \times 30 / 400 \times 2800 \times 1850 = 15,540 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 15,540 \text{ mm}^2$$

Use A_s (1단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d1 = 100 mm
Use A_s (2단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d2 = 200 mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000 mm ²	,	d2 = 300 mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 21281.400 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.369 \text{]}$$

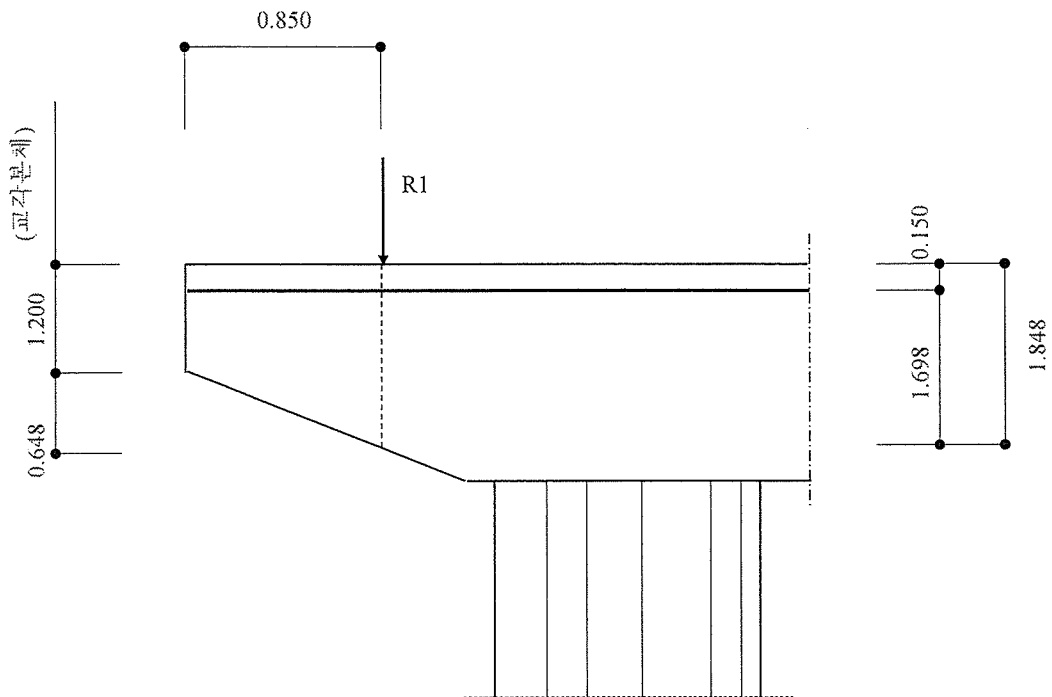
- O.K -

바) 폐쇄 스토퍼립, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (15,540 - 3,423) = 6,058 \text{ mm}^2$$

Use	H	19	-	6	EA	×	6	단	=	10,314 mm ²	∴ O.K!!
-----	---	----	---	---	----	---	---	---	---	------------------------	---------

6.3 교좌부 (corbel 검토)



$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.84$ $\Phi_f = 0.75$ $\Phi_v = 0.75$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
2800.00	1847.62	1697.62	150.00	117.035	2030.165	1635.090

1) 하중산정

가) 자중

$$\begin{aligned}
 W_{O1} &= 1.200 \times 0.850 \times 2.800 \times 24.500 = 69.972 \text{ kN} \\
 W_{O2} &= \frac{1}{2} \times 0.648 \times 0.850 \times 2.800 \\
 &\quad \times 24.500 = 18.881 \text{ kN} \\
 \Sigma &= 88.853 \text{ kN} \\
 M_{O1} &= 69.972 \times 0.425 = 29.738 \text{ kN.m} \\
 M_{O2} &= 18.881 \times 0.283 = 5.343 \text{ kN} \\
 \Sigma &= 35.082 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

나) 상부 고정하중

$$R_D = 946.000 \text{ kN}$$

다) 상부 활하중

$$R_D = 234.000 \text{ kN}$$

라) 설계하중 (1.6 × 자중 + 1.6 × 고정하중 + 1.6 × 활하중)

$$\begin{aligned} V_u &= 1.6 \times 88.853 + 1.6 \times 946.000 + 1.6 \times 234.000 \\ &= 2030.165 \text{ kN} \\ M_u &= 1.6 \times 35.082 \\ &= 56.130 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 적용범위 검토

$$\begin{aligned} a = M_u / V_u &= 56.130 / 2030.165 = 0.028 \text{ m} \\ d &= 1.848 - 0.150 = 1.698 \text{ m} \\ a / d &= 0.028 / 1.698 = 0.016 < 1 \quad \therefore \text{corbel로 검토} \end{aligned}$$

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_u &= 2030.165 \text{ kN} \\ N_u &= 0.2 \times V_u = 0.2 \times 2030.165 = 406.033 \text{ kN} \\ M_u &= M_u + N_u \times (H - D) \\ &= 56.130 + 406.033 \times (1.848 - 1.698) \\ &= 117.035 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$$V_{n_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d$$

$$\leq 0.2 \times 30 \times 2800.00 \times 1697.62 = 28520.000 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800.00 \times 1697.62 = 26618.667 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 26618.67 = 19964.000 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 19964.000 \text{ kN} > V_u = 2030.165 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4) \\ &= \frac{2030165.000}{0.75 \times 400 \times 1.4} \\ &= 4833.726 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 117.035 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$a = \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}, \quad M_n = \frac{M_u}{\Phi} = A_f \times f_y \times (d - a/2)$$

$$\begin{aligned} A_f &= \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)} \\ &= \frac{1.207}{0.006} = 215.516 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 406.033 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} A_n &= \frac{N_u}{\Phi \times f_y} = \frac{406.033}{0.75 \times 400} \\ &= 1353.443 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$$\begin{aligned}
 A_s &\geq (A_f + A_n), (2/3 A_{vf} + A_n), (0.04 \times f_{ck} / f_y \times b \times d) \\
 &\geq 215.516 + 1353.443 = 1568.959 \text{ mm}^2 \\
 &\geq 2/3 \times 4833.726 + 1353.443 = 4575.927 \text{ mm}^2 \\
 &\geq 0.04 \times 30 / 400.000 \times 2800.000 \times 1697.619 = 14260.000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\therefore A_s = 14260.000 \text{ mm}^2$$

Use A_s (1단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d1 = 100 mm
Use A_s (2단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d2 = 200 mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000 mm ²	,	d2 = 300 mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s \text{ (total)} = 21281.400 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.492 \text{]}$$

- O.K -

바) 폐쇄 스토퍼, 띠철근(A_h)의 설계

$$\begin{aligned}
 A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (14260.000 - 1353.443) \\
 &= 6453.279 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Use	H	19	-	6	EA	×	5	단	=	8595.000 mm ²
-----	---	----	---	---	----	---	---	---	---	--------------------------

∴ O.K!!

7.기 등 설 계

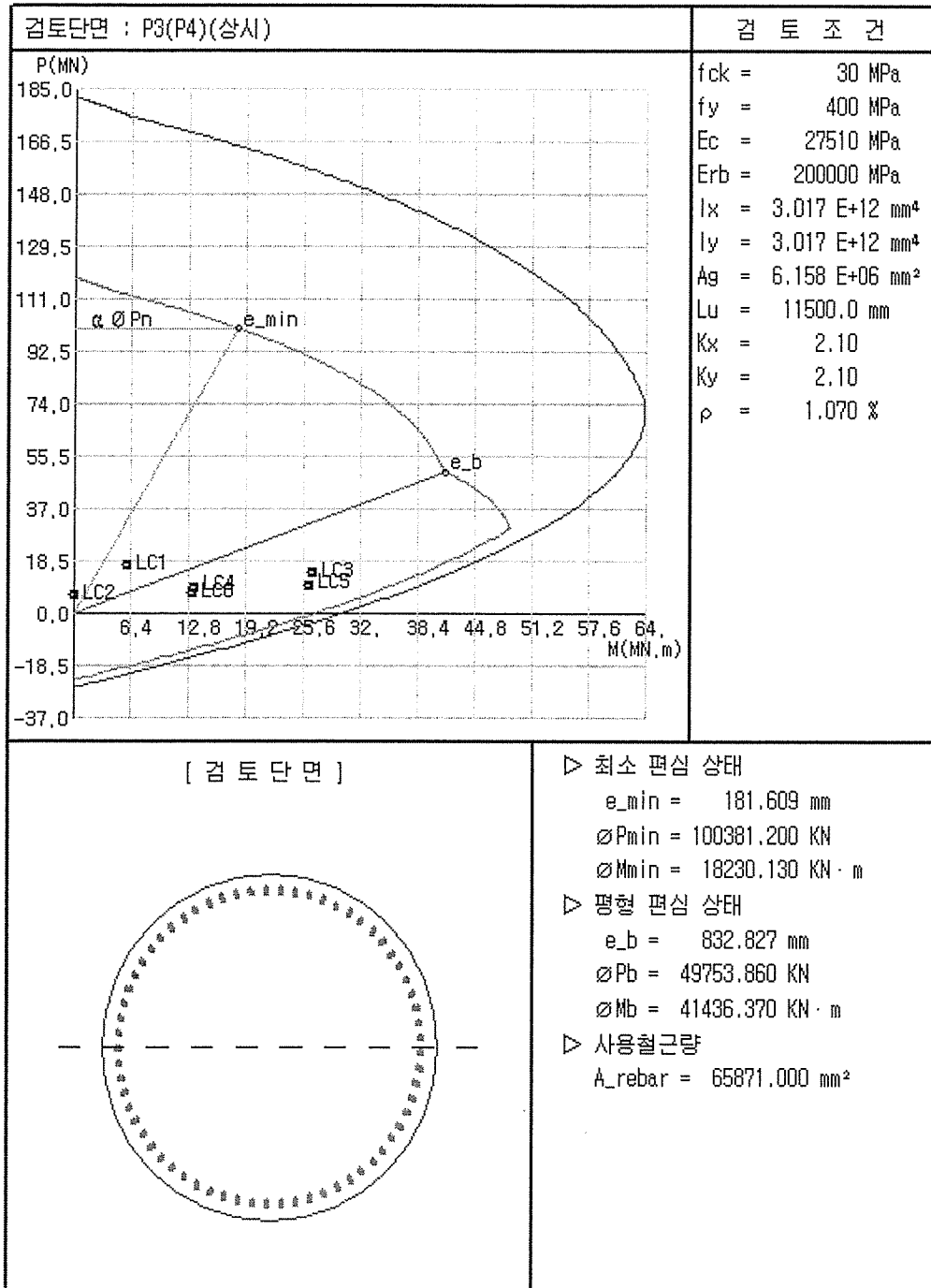
7.1 단면력 집계

구 분		하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
				교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력	comb 14	16,647	0	294	372	5,775	Load case 1
	최소축력	comb 27	6,068	0	0	0	11	Load case 2
	최 대 모멘트	교축방향	14,187	1,933	666	23,068	11,019	Load case 3
		교직방향	9,102	691	1,754	3,207	12,621	Load case 4
	최 대 편 심	교축방향	10,015	1,933	666	23,068	11,012	Load case 5
		교직방향	6,827	691	1,754	3,207	12,617	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향	comb 23	10,094	1,088	0	12,343	419	Load case 7
	교축직각방향	comb 24	10,094	0	976	207	12,234	Load case 8
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향	comb 25	10,094	2,673	0	30,015	419	Load case 9
	교축직각방향	comb 26	10,094	0	2,397	207	29,439	Load case 10

7.2 기둥해석

1) 상 시

▶ P - M 상관도



▶ P3(P4)(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P3(P4)(상시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (f_{ck}) : 30 MPa

철근 항복강도 (f_y) : 400 MPa

강재 항복강도 (f_{sy}) : 0 MPa

콘크리트 탄성계수 (E_c) : 27510 MPa

철근 설계피복두께 (d') : 137.5 mm

횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직경 (Diameter) : 2800.00 mm

비지지 길이 (L_u) : 11500.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H25 \times 65ea = 32935.5 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

- 2단 철근 : $H25 \times 65ea = 32935.5 \text{ mm}^2$ ($d_c = 150.0 \text{ mm}$)

- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 65871.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 16646.791 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 371.728 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 371.728 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 5774.606 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 5774.606 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 34.5$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 34.5$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$
: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
: $\delta_{x.s} = 1.041$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
: $\delta_{y.s} = 1.041$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 387.017 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 6012.114 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 6024.558 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 86.317^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 181.61 \text{ mm}$
작 용 편 심 : $e = 361.91 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.114 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.455 + 10033.935 + -7616.238 = 76323.150 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.676 + 9168.750 + 7899.975 = 63568.400 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 832.88 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$
강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65185$
평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 49750.98 \text{ KN}$
평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 41436.84 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_{min} < e < e_b \rightarrow$ 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$e' = M_n / P_n = 361.905 \text{ mm} \approx e = 361.905 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.070 \%$
계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..
순인장변형률 $\epsilon_t = 0.000445 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 116523.716 + 13198.876 + -887.221 = 128835.400 \text{ KN}$
 $M_n = M_c + M_s + M_t = 36397.393 + 9168.330 + 1060.448 = 46626.180 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00045$
 $\epsilon_t = 0.00045 \leq \epsilon_y = 0.002 \rightarrow$ 압축지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$
설계축하중강도 : $\phi P_n = 83742.988 \text{ KN} \geq P_u = 16646.791 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

$$\text{설 계 힘 강 도 : } \phi M_n = 30307.010 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 6024.558 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$$

(2) Load Case 2

① 작용 하중

$$\text{계수축하중 : } P_u = 6068.207 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(Y) : } M_{uy} = 10.880 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.s} = 10.880 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비 : } \lambda_x = 34.5$$

$$\text{Y축 세장비 : } \lambda_y = 34.5$$

$$\text{지속 계수하중비 : } \beta_{dx} = 0.000$$

$$: \beta_{dy} = 0.000$$

$$\text{X축 확대계수 : } \delta_{x.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{x.s} = 1.015$$

$$\text{Y축 확대계수 : } \delta_{y.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{y.s} = 1.015$$

$$\text{X축 확대모멘트 : } \delta M_{ux} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트 : } \delta M_{uy} = 11.039 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트 : } \delta M_u = 11.039 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각 : } \theta_{rot} = 90.000^\circ$$

$$\text{최 소 편 심 : } e_{min} = 181.84 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심 : } e = 1.82 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1594.500 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 73869.281 + 10042.300 + -7635.094 = 76276.480 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46508.098 + 9172.087 + 7915.917 = 63596.100 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심 : } e_b = 833.76 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률 : } \epsilon_t = 0.00203$$

$$\text{강 도 감 소 계 수 : } \phi = 0.65229$$

$$\text{평 형 축 하 중 : } \phi P_b = 49754.65 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트 : } \phi M_b = 41483.32 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e \leq e_{min} \text{ ----> 최소편심 구간}$$

③ 단면강도 검토

사용철근비 : $P_{used} = 1.070 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = -0.10000 < 0.004 \dots \therefore$ 취성 파괴

$$\alpha P_n = \alpha \{ 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \} = 154433.600 \text{ KN}$$

$$M_n = \alpha P_n \times e_{min} = 28082.616 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$

축력 감소 계수 : $\alpha = 0.850$

설계축하중강도 : $\phi \alpha P_n = 100381.233 \text{ KN} \geq P_u = 6068.207 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 18253.591 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 11.039 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 14186.679 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 23067.608 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 23067.608 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 11019.271 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 11019.271 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 34.5$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 34.5$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.035$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.035$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 23871.280 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 11403.180 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 26455.066 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 25.533^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 181.60 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1864.78 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.498 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.426 + 10033.401 + -7613.595 = 76325.230 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.576 + 9168.590 + 7897.567 = 63565.730 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심 : } e_b = 832.83 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률 : } \epsilon_t = 0.00202$$

$$\text{강 도 감 소 계 수 : } \phi = 0.65181$$

$$\text{평 형 축 하 중 : } \phi P_b = 49749.91 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트 : } \phi M_b = 41433.08 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_b < e \text{ ----> 인장지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 915.79 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n / P_n = 1864.782 \text{ mm} \approx e = 1864.782 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비 : } P_{used} = 1.070 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN} \text{ 이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = 0.00576 \geq 0.004 \text{ ... } \therefore \text{O.K}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 34813.981 + 6841.782 + -14374.795 = 27280.970 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 33044.887 + 7453.085 + 10375.092 = 50873.060 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t = 0.00576$$

$$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00576 \text{ -----> 인장지배단면}$$

$$\text{강도 감 소 계 수 : } \phi = 0.900$$

$$\text{설계축하중강도 : } \phi P_n = 24552.871 \text{ KN} \geq P_u = 14186.679 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$$

$$\text{설 계 휨 강 도 : } \phi M_n = 45785.757 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 26455.066 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$$

(4) Load Case 4

① 작용하중

$$\text{계수축하중 : } P_u = 9102.311 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X) : } M_{ux} = 3206.732 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux,s} = 3206.732 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y) : } M_{uy} = 12621.443 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.s} = 12621.443 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 34.5$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 34.5$$

$$\text{지속 계수하중비} : \beta_{dx} = 0.000$$

$$: \beta_{dy} = 0.000$$

$$\text{X축 확대계수} : \delta_{x.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{x.s} = 1.022$$

$$\text{Y축 확대계수} : \delta_{y.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{y.s} = 1.022$$

$$\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 3277.530 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 12900.097 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 13309.947 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 75.744^\circ$$

$$\text{최 소 편 심} : e_{min} = 181.61 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심} : e = 1462.26 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.482 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.449 + 10035.501 + -7614.973 = 76325.970 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.672 + 9168.865 + 7897.809 = 63566.340 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심} : e_b = 832.83 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \epsilon_t = 0.00202$$

$$\text{강 도 감 소 계 수} : \phi = 0.65186$$

$$\text{평 형 축 하 중} : \phi P_b = 49753.90 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b = 41436.40 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_b < e \text{ ----> 인장지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$$\text{중립축 } x = 1083.252 \text{ mm 로 가정하면...}$$

$$e' = M_n / P_n = 1462.26 \text{ mm} \approx e = 1462.26 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : P_{used} = 1.070 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN 이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = 0.004406 \geq 0.004 \text{ ... } \therefore \text{O.K}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 43957.288 + 7689.351 + -12875.449 = 38771.190 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 38200.334 + 8059.362 + 10433.873 = 56693.570 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00441$

$$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00441 < 0.005 \text{ -----} > \text{변화구간단면}$$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

$$\text{강도 감소 계수 : } \phi = 0.851$$

$$\text{설계축하중강도 : } \phi P_n = 32976.429 \text{ KN} \geq P_u = 9102.311 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$$

$$\text{설 계 힘 강 도 : } \phi M_n = 48220.120 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 13309.947 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$$

(5) Load Case 5

① 작용하중

$$\text{계수축하중 : } P_u = 10014.787 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X) : } M_{ux} = 23067.608 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.s} = 23067.608 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y) : } M_{uy} = 11011.791 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.s} = 11011.791 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비 : } \lambda_x = 34.5$$

$$\text{Y축 세장비 : } \lambda_y = 34.5$$

$$\text{지속 계수하중비 : } \beta_{dx} = 0.000$$

$$\text{: } \beta_{dy} = 0.000$$

$$\text{X축 확대계수 : } \delta_{x.ns} = 1.000$$

$$\text{: } \delta_{x.s} = 1.024$$

$$\text{Y축 확대계수 : } \delta_{y.ns} = 1.000$$

$$\text{: } \delta_{y.s} = 1.024$$

$$\text{X축 확대모멘트 : } \delta M_{ux} = 23629.190 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트 : } \delta M_{uy} = 11279.872 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트 : } \delta M_u = 26183.471 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각 : } \theta_{rot} = 25.518^\circ$$

$$\text{최 소 편 심 : } e_{min} = 181.60 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심 : } e = 2614.48 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.499 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.432 + 10033.371 + -7613.592 = 76325.210 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.576 + 9168.575 + 7897.570 = 63565.720 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

평 형 편 심 : $e_b = 832.83 \text{ mm}$
 최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$
 강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65181$
 평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 49749.74 \text{ KN}$
 평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 41432.94 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$$\therefore e_b < e \rightarrow \text{인장지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 759.328 \text{ mm}$ 로 가정하면...
 $e' = M_n/P_n = 2614.481 \text{ mm} \approx e = 2614.481 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.070 \%$
 계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..
 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.007565 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 26730.014 + 5957.798 + -15817.724 = 16870.090 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 27393.236 + 6720.810 + 9992.478 = 44106.520 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00756$
 $0.005 \leq \epsilon_t = 0.00756 \rightarrow \text{인장지배단면}$

강도 감 소 계 수 : $\phi = 0.900$
 설계축하중강도 : $\phi P_n = 15183.079 \text{ KN} \geq P_u = 10014.787 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$
 설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 39695.871 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 26183.471 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

(6) Load Case 6

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 6826.733 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 3206.732 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 $M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 $M_{ux,s} = 3206.732 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 12617.363 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 $M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 $M_{uy,s} = 12617.363 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 34.5$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 34.5$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$
: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
: $\delta_{x.s} = 1.016$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
: $\delta_{y.s} = 1.016$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 3259.539 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 12825.139 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 13232.867 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 75.740^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 181.61 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1938.39 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.482 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.449 + 10035.468 + -7614.952 = 76325.960 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.672 + 9168.861 + 7897.807 = 63566.340 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 832.83 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65186$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 49753.86 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 41436.37 \text{ KN}\cdot\text{m}$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 893.863 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1938.389 \text{ mm} \approx e = 1938.389 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.070 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.005976 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 33652.738 + 6717.120 + -14577.325 = 25792.530 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 32297.739 + 7357.021 + 10341.215 = 49995.980 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00598$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00598 \rightarrow \text{인장지배단면}$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.900$

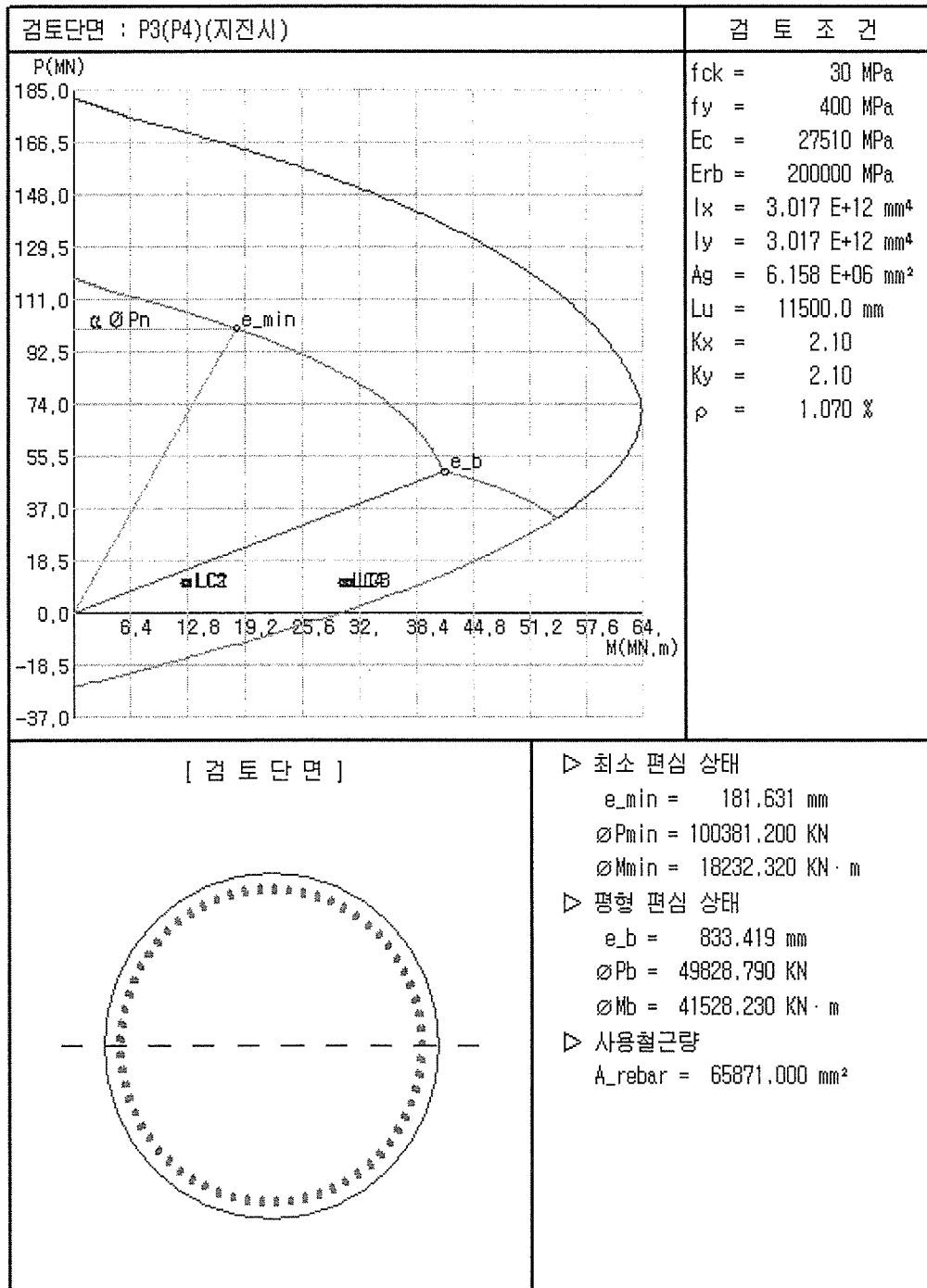
설계축하중강도 : $\phi P_n = 23213.279 \text{ KN} \geq P_u = 6826.733 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 44996.376 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 13232.867 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$

7.2 기동해석

2) 지진시

▶ P - M 상관도



▶ P3(P4)(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P3(P4)(지진시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (f_{ck}) : 30 MPa

철근 항복강도 (f_y) : 400 MPa

강재 항복강도 (f_{sy}) : 0 MPa

콘크리트 탄성계수 (E_c) : 27510 MPa

철근 설계피복두께 (d') : 137.5 mm

횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직경 (Diameter) : 2800.00 mm

비지지 길이 (L_u) : 11500.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H25 \times 65ea = 32935.5 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

- 2단 철근 : $H25 \times 65ea = 32935.5 \text{ mm}^2$ ($d_c = 150.0 \text{ mm}$)

- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 65871.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 10094.156 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 12343.066 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,s} = 12343.066 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 418.821 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,s} = 418.821 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 34.5$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 34.5$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.025$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.025$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 12645.998 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 429.100 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 12653.276 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 1.943^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 181.61 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1253.52 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.499 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.388 + 10034.348 + -7614.098 = 76325.640 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.391 + 9168.757 + 7897.597 = 63565.750 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 832.82 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65258$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 49808.44 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 41481.61 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1213.557 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1253.525 \text{ mm} \approx e = 1253.525 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.070 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.003611 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 51337.626 + 8310.309 + -11688.814 = 47959.120 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 41445.196 + 8438.606 + 10234.151 = 60117.950 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00361$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00361 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.838$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 40187.216 \text{ KN} \geq P_u = 10094.156 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 50375.676 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 12653.276 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 10094.156 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 206.774 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,s} = 206.774 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 12234.207 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,s} = 12234.207 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 34.5$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 34.5$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

$\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x,ns} = 1.000$

$\delta_{x,s} = 1.025$

Y축 확대계수 : $\delta_{y,ns} = 1.000$

$\delta_{y,s} = 1.025$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 211.849 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 12534.466 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 12536.256 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 89.032^\circ$

최소 편심 : $e_{min} = 181.62 \text{ mm}$

작용 편심 : $e = 1241.93 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1595.859 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73907.260 + 10019.683 + -7629.148 = 76297.790 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.790 + 9170.523 + 7908.126 = 63578.440 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평형 편심 : $e_b = 833.29 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.65303$

평형 축하중 : $\phi P_b = 49825.05 \text{ KN}$

평형 모멘트 : $\phi M_b = 41518.88 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1220.446 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1241.932 \text{ mm} \approx e = 1241.932 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.070 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.003572 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 51828.097 + 8354.406 + -11620.210 = 48562.290 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 41632.651 + 8461.315 + 10217.103 = 60311.070 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00357$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00357 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.833$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 40471.940 \text{ KN} \geq P_u = 10094.156 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨강도 : $\phi M_n = 50263.400 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 12536.256 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 10094.156 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 30015.211 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,s} = 30015.211 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 418.821 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,s} = 418.821 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 34.5$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 34.5$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.025$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.025$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 30751.865 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 429.100 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 30754.859 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 0.799^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 181.61 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 3046.80 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.497 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73904.026 + 10016.067 + -7618.447 = 76301.650 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.292 + 9168.556 + 7898.238 = 63566.090 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 833.09 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65271$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 49802.99 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 41490.34 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 710.452 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n / P_n = 3046.798 \text{ mm} \approx e = 3046.798 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.070 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.008295 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 24315.979 + 5666.924 + -16275.857 = 13707.040 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 25496.905 + 6458.739 + 9806.961 = 41762.610 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.0083$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.0083 \rightarrow$ 인장지배 단면

강도 감소 계수 : $\phi = 1.000$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 13707.046 \text{ KN} \geq P_u = 10094.156 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 41762.605 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 30754.859 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 10094.156 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 206.774 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 206.774 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 29439.068 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 29439.068 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 34.5$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 34.5$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.025$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.025$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 211.849 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 30161.578 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 30162.322 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 89.598^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 181.63 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 2988.10 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1595.123 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.645 + 10018.508 + -7632.579 = 76291.580 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.687 + 9170.745 + 7912.375 = 63582.810 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 833.42 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65314$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 49828.79 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 41528.23 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 713.766 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 2988.098 \text{ mm} \approx e = 2988.098 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.070 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.008234 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 24588.758 + 5708.061 + -16227.229 = 14069.590 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 25716.230 + 6496.954 + 9828.124 = 42041.310 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00823$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00823 \rightarrow$ 인장지배 단면

강도 감소 계수 : $\phi = 1.000$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 14069.590 \text{ KN} \geq P_u = 10094.156 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 42041.308 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 30162.322 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 $V = 2673.144 \text{ KN}$ (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Z_s = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d' \right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{2800}{2} - 138 \right) = 803.7 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Z_s = \frac{2800}{2} + 803.732 = 2203.73 \text{ mm}$$

$$V_n = V_{\max} / \phi = 2673.144 / 1 = 2673.144 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 2800.0 \times 2203.73 / 1000 = 5632.820 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 5632.820 \text{ KN} > V_n = 2673.144 \text{ KN}$$

$$1/2 \times V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \times 1/2 = 2816.410 \text{ KN} > V_n = 2673.144 \text{ KN}$$

∴ 이므로 전단보강 불필요

전단철근 간격 $s = 300.0 \text{ mm}$

$$\text{Req. As} \left[\begin{array}{l} 0.35 \frac{b_w s}{f_y} = 0.00 \text{ mm}^2 \quad (\text{최소전단철근 필요시}) \\ V_s s / (\phi_v f_y d) = 0.00 \text{ mm}^2 \quad (\text{전단철근 필요시}) \end{array} \right.$$

$$\therefore \text{USE } A_v = \frac{H}{19} \times 2 \text{ ea} = \frac{573.000 \text{ mm}^2}{573.000 \text{ mm}^2} > 0.000 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

$$\text{부재최소단면치수의 } 1/4 = 700.000$$

$$\text{축방향 철근지름의 } 6\text{배} = 150.000$$

중 작은값이므로 150 mm 를 초과하지 않아야 한다.

- 기둥에서의 단부구역 길이

$$\cdot \text{기둥의 최대단면치수} = 2800.000$$

$$\cdot \text{기둥 순높이의 } 1/6 = 1583.333$$

$$\cdot 45 \text{ cm 이상} = 450.000$$

중 큰값이므로 2800 mm 이상 설치한다.

- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

$$\cdot \text{기둥치수의 } 0.5\text{배 이상연장} = 1400.000$$

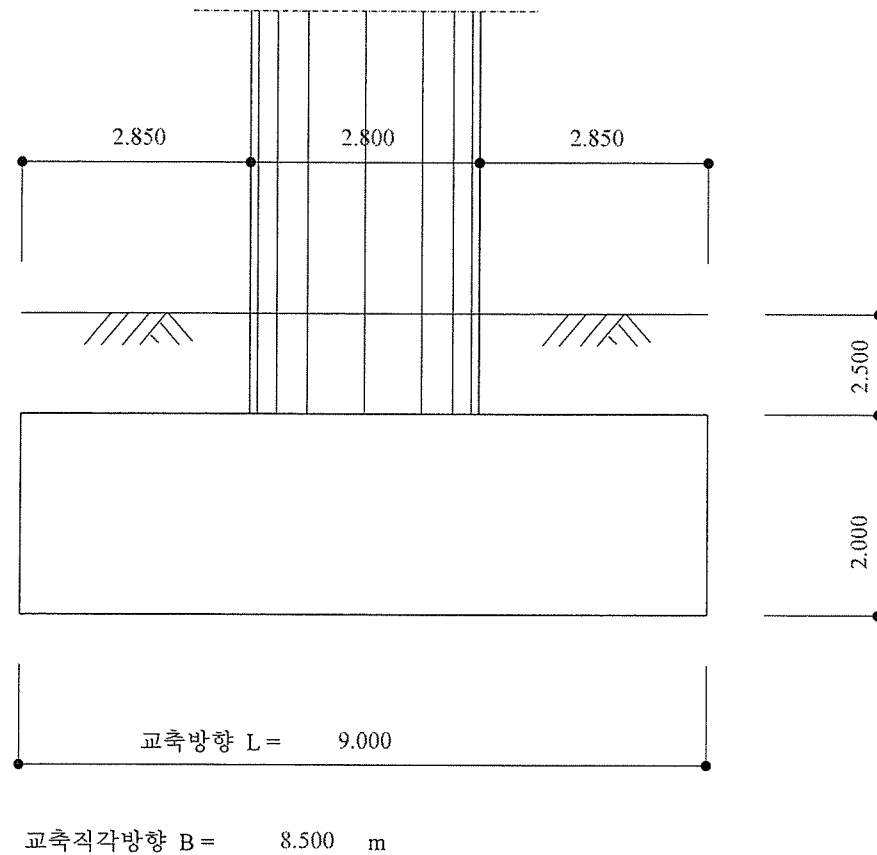
$$\cdot 38 \text{ cm 이상} = 380.000$$

중 큰값이므로 1400 mm 이상 설치한다.

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



가) 기초의 자중

$$\begin{array}{rcl}
 9.000 & \times & 2.000 & \times & 8.500 & \times & 24.500 & = & 3748.500 \text{ kN} \\
 \hline
 & & & & \Sigma & = & 3748.500 \text{ kN}
 \end{array}$$

나) 흙의 자중

$$\begin{array}{rcl}
 9.000 & \times & 2.500 & \times & 8.500 & \times & 19.000 & = & 3633.750 \text{ kN} \\
 - \pi & \times & 2.800 & \times \frac{\pi}{4} & \times & 2.500 & \times & 19.000 & = & -292.482 \text{ kN} \\
 \hline
 & & & & \Sigma & = & 3341.268 \text{ kN}
 \end{array}$$

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V_2 = 3748.500 + 3341.268 = 7089.77 \text{ kN}$$

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1000.000	10099.691	8071.523	
적 용	combo 49	1000.000	10099.691	8071.523	
평상시 최대모멘트	combo 52	1554.470	7585.259	11758.723	
적 용	combo 52	1554.470	7585.259	11758.723	
지진시	combo 56	2396.545	10099.691	29415.115	1.0

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1390.729	10099.691	16565.094	
적 용	combo 49	1390.729	10099.691	16565.094	
평상시 최대모멘트	combo 49	1390.729	10099.691	16565.094	
적 용	combo 49	1390.729	10099.691	16565.094	
지진시	combo 55	2673.144	10099.691	30014.687	1.0

3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

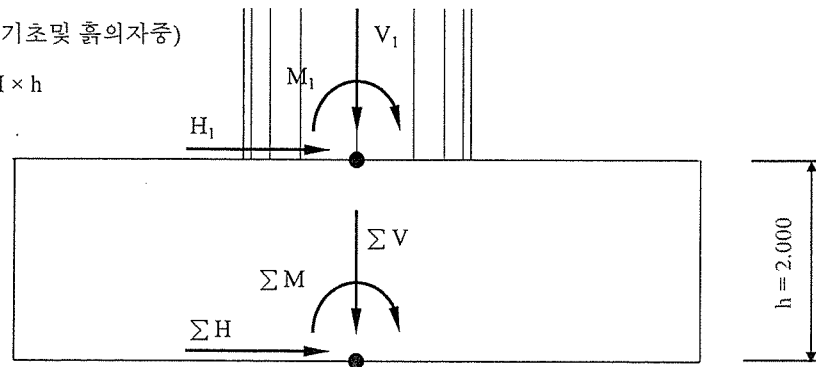
$$\sum H = H_1 \text{ (평상시)}$$

$$\sum H = H_1 + K_h \times V_2 \text{ (지진시)}$$



$$\Sigma V = V_1 + V_2 \text{ (기초및 흙의자중)}$$

$$\Sigma M = M_1 + \Sigma H \times h$$



가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1000.000	17189.459	10071.523	0.586	
평상시 최대모멘트	1554.470	14675.027	14867.663	1.013	
지진시	2396.545	17189.459	34208.205	1.990	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1390.729	17189.459	19346.552	1.125	
평상시 최대모멘트	1390.729	17189.459	19346.552	1.125	
지진시	2673.144	17189.459	35360.975	2.057	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

$$Q_u = A' \times [\alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_r + q \cdot N_q]$$

$$N = 50 \quad (\text{기초지반은 자질주상도 참조})$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 B/L = 1.0 + 0.3 \times 8.500 / 9.000 = 1.283 \quad \text{m}$$

$$\beta = 0.5 - 0.1 B/L = 0.5 - 0.1 \times 8.500 / 9.000 = 0.406 \quad \text{m}$$

$$q = \gamma_2 \times D_f = 19.0 \times 4.500 = 85.500 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\Phi = 15 + \sqrt{15N} = 15 + \sqrt{15} \times 50 = 42.39^\circ \approx 40^\circ$$

$$C = 0$$

$$\text{지지력계수} \quad N_c = 95.70 \quad N_q = 100.40 \quad N_r = 81.30$$

가) 평상시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인 경우)

$$\text{유효재하폭} \quad B' = B - 2e_b = 8.500 - 2 \times 1.013 = 6.474 \quad \text{m}$$

$$L' = L - 2e_l = 9.000 - 2 \times 1.125 = 6.749 \quad \text{m}$$

$$\text{유효재하면적} \quad A' = B' \times L' = 6.474 \times 6.749 = 43.693 \quad \text{m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 43.693 \times [1.283 \times 0.000 \times 95.700 + 0.406 \times 19.0 \times 6.474 \times 81.30 + 85.500 \times 100.4] = 552,276 \quad \text{kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u/3 = 552,276 / 3 = 184,092 \quad \text{kN}$$

$$Q_a = 184,092 \quad \text{kN} > V_{\max} = 17,189 \quad \text{kN} \quad - \text{O.K.} -$$

나) 지진 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인 경우)

$$\begin{aligned} \text{유효재하폭 } B' &= B - 2eb = 8.500 - 2 \times 1.990 = 4.520 \text{ m} \\ L' &= L - 2el = 9.000 - 2 \times 2.057 = 4.886 \text{ m} \\ \text{유효재하면적 } A' &= B' \times L' = 4.520 \times 4.886 = 22.085 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 22.085 \times [1.283 \times 0.000 \times 95.700 + 0.406 \times 19.0 \times 4.520 \times 81.30 + 85.500 \times 100.4] = 252,118 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 2 = 252,118 / 2 = 126,059 \text{ kN}$$

$$Q_a = 126,059 \text{ kN} > V_{\max} = 17,189 \text{ kN} \quad - \text{O.K.} -$$

2) 최대 지반반력에 대한 검토

평상시 최대지반반력 -	700.00 kN/m ²	지진시 최대지반반력 -	1050.00 kN/m ²
--------------	--------------------------	--------------	---------------------------

가) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\ &= 17189.459 / (9.000 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.586) / 8.500 \} \\ q_{\max} &= 317.631 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 131.767 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 700.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\ &= 14675.027 / (9.000 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.013) / 8.500 \} \\ q_{\max} &= 329.018 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 54.643 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 700.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 1.990 > B/6 = 1.417$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= \frac{17189.459}{(9.000 \times 8.500)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.990) / 8.500 \} \\ &= 540.345, \quad -90.948 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{2 \sum V}{Lx}, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= \frac{34378.917}{(9.000 \times 7.530)} = 507.302 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 507.302 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1050.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= \frac{17189.459}{(8.500 \times 9.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.125) / 9.000 \} \\ q_{\max} &= 393.296 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 56.101 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 700.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= \frac{17189.459}{(8.500 \times 9.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.125) / 9.000 \} \\ q_{\max} &= 393.296 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 56.101 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 700.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 2.057 > L/6 = 1.500$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= \frac{17189.459}{(8.500 \times 9.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 2.057) / 9.000 \} \\ &= 532.855, \quad -83.458 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{2 \sum V}{Bx}, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= \frac{34378.917}{(8.500 \times 6.579)} = 614.808 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 614.808 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1050.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

3) 전도에 대한 검토

기초저면에 대한 하중의 작용위치는 기초 외연단에서 측정하여
저면폭의 1/6(평상시), 1/3(지진시)보다 내측에 있어야 한다.

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{max} = 1.013 \text{ m}$$

$$B/6 = 8.500 / 6 = 1.417 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{max} = 1.990 \text{ m}$$

$$B/3 = 8.500 / 3 = 2.833 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{max} = 1.125 \text{ m}$$

$$L/6 = 9.000 / 6 = 1.500 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{max} = 2.057 \text{ m}$$

$$L/3 = 9.000 / 3 = 3.000 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

4) 활동에 대한 검토

기초 저면에 작용하는 수평하중에 대해서 저면 지반 안전율은
평상시 1.5, 지진시 1.2 이상으로 한다.

$$H_u = C_b \cdot A' + V \cdot \tan \Phi_b$$

C_b : 기초저면과 지반과의 부착력

A' : 유효재하면적

V : 연직하중(부력을 뺀 값)

Φ_b : 기초저면과 지반과의 마찰각

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$H_u = 14675.027 \times 0.538 = 7895.164 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 7895.2 / 1554.470 = 5.079 > 1.5 \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 17189.459 \times 0.538 = 9247.929 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 9247.9 / 2396.55 = 3.859 > 1.2 \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$H_u = 17189.46 \times 0.538 = 9247.929 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 9247.9 / 1390.73 = 6.650 > 1.5 \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 17189.46 \times 0.538 = 9247.929 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 9247.9 / 2673.14 = 3.460 > 1.2 \quad - \text{O.K.} -$$

9. 기초의 계수하중 산정

9.1 계수하중산정

1) 상부 반력 집계표

가) 교축직각방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모 멘 트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	293.685	16646.791	5774.606	
적 용	comb 14	293.685	16646.791	5774.606	
평상시 최대모멘트	comb 22	1754.47	9102.311	12621.443	
적 용	comb 22	1754.47	9102.311	12621.443	
지진시	comb 26	2396.545	10094.156	29439.068	1.0

나) 교축방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모 멘 트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0.000	16646.791	371.728	
적 용	comb 14	0.000	16646.791	371.728	
평상시 최대모멘트	comb 19	1932.77	14186.679	23067.608	
적 용	comb 19	1932.77	14186.679	23067.608	
지진시	comb 25	2673.144	10094.156	30015.211	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 7089.768 \times 1.6 = 11343.628 \text{ kN}$$

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 7089.768 \times 1.35 = 9571.186 \text{ kN}$$

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

$$\Sigma = 7089.768 \times 1.0 = 7089.768 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 3748.500 \times 0.154 = 577.269 \text{ kN}$$

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	293.685	27990.419	6361.976	0.227	
평상시 최대모멘트	1754.470	18673.497	16130.383	0.864	
지진시	2973.814	17183.924	35386.696	2.059	

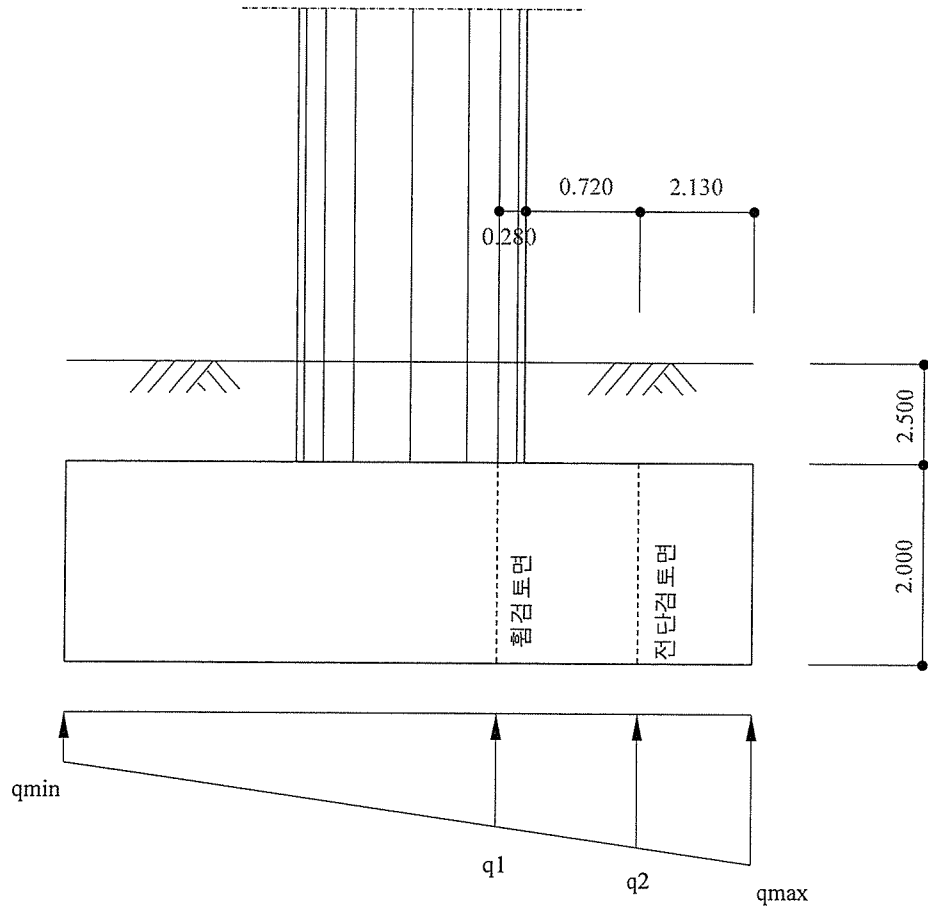
나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	27990.419	371.728	0.013	
평상시 최대모멘트	1932.770	23757.865	26933.148	1.134	
지진시	3250.413	17183.924	36516.037	2.125	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{17189.459}{(9.000 \times 8.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.586}{8.500} \right\}$$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= 317.631 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 249.189 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 131.767 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 271.056 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{14675.027}{(9.000 \times 8.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 1.013}{8.500} \right\}$$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= 329.018 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 227.983 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 54.643 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 260.263 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

㉔. 지진시

$$q = \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= 17189.459 / (9.000 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.990) / 8.500 \}$$

$$q_{\max} = 2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)}$$

$$= 34378.917 / (9.000 \times 6.780) = 563.421 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 563.421 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 446.263 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 529.366 \text{ kN/m}^2$$

㉕. 축력 최대인 경우

$$M_d = 3.130^2 / 6 \times (2 \times 317.631 + 249.189) -$$

$$2.000 \times 3.130^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1204.122 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = 2.130 / 2 \times (317.631 + 271.056) - 2.000 \times 2.130 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 522.581 \text{ kN}$$

㉖. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = 3.130^2 / 6 \times (2 \times 329.018 + 227.983) -$$

$$2.000 \times 3.130^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1206.682 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = 2.130 / 2 \times (329.018 + 260.263) - 2.000 \times 2.130 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 523.213 \text{ kN}$$

㉗. 지진시

$$M_d = 3.130^2 / 6 \times (2 \times 563.421 + 446.263) -$$

$$2.000 \times 3.130^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

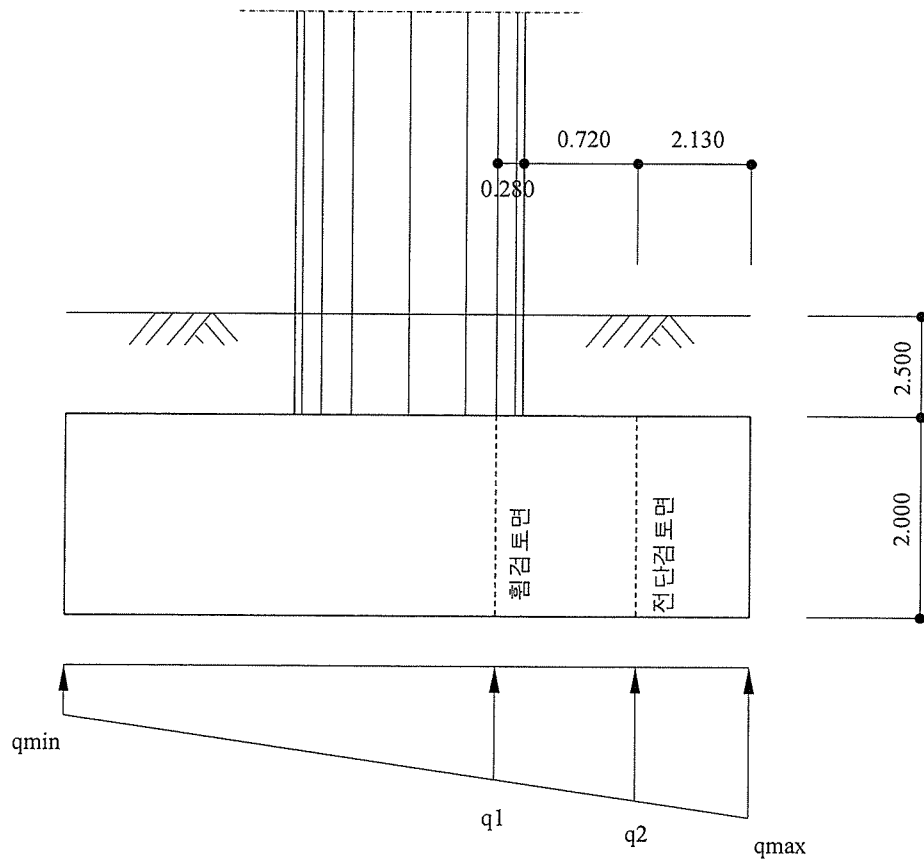
$$= 2328.569 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = 2.130 / 2 \times (563.421 + 529.366) - 2.000 \times 2.130 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 1059.449 \text{ kN}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{27990.419}{(9.000 \times 8.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.227}{8.500} \right\}$$

$$q_{max} = 424.591 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 381.358 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 307.184 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 395.170 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{18673.497}{(9.000 \times 8.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.864}{8.500} \right\}$$

$$q_{max} = 392.937 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 283.321 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 95.259 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 318.342 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{17183.924}{(9.000 \times 8.500)} \times \{ 1 \pm (6 \times 2.059) / 8.500 \}$$

$$q_{\max} = 2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)}$$

$$= \frac{34367.847}{(9.000 \times 6.572)} = 581.037 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 581.037 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 304.316 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 392.725 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.130^2}{6} \times (2 \times 424.591 + 381.358) -$$

$$1.60 \times 2.000 \times \frac{3.130^2}{2} \times 24.5$$

$$= 1625.208 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.130}{2} \times (424.591 + 395.170) - 1.60 \times 2.000 \times$$

$$\frac{2.130}{2} \times 24.5$$

$$= 706.054 \text{ kN}$$

ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.130^2}{6} \times (2 \times 392.937 + 283.321) -$$

$$1.35 \times 2.000 \times \frac{3.130^2}{2} \times 24.5$$

$$= 1421.766 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.130}{2} \times (392.937 + 318.342) - 1.35 \times 2.000 \times$$

$$\frac{2.130}{2} \times 24.5$$

$$= 616.612 \text{ kN}$$

ㅁ. 지진시

$$M_d = \frac{3.130^2}{6} \times (2 \times 581.037 + 304.316) -$$

$$1.0 \times 2.000 \times \frac{3.130^2}{2} \times 24.5$$

$$= 2154.322 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

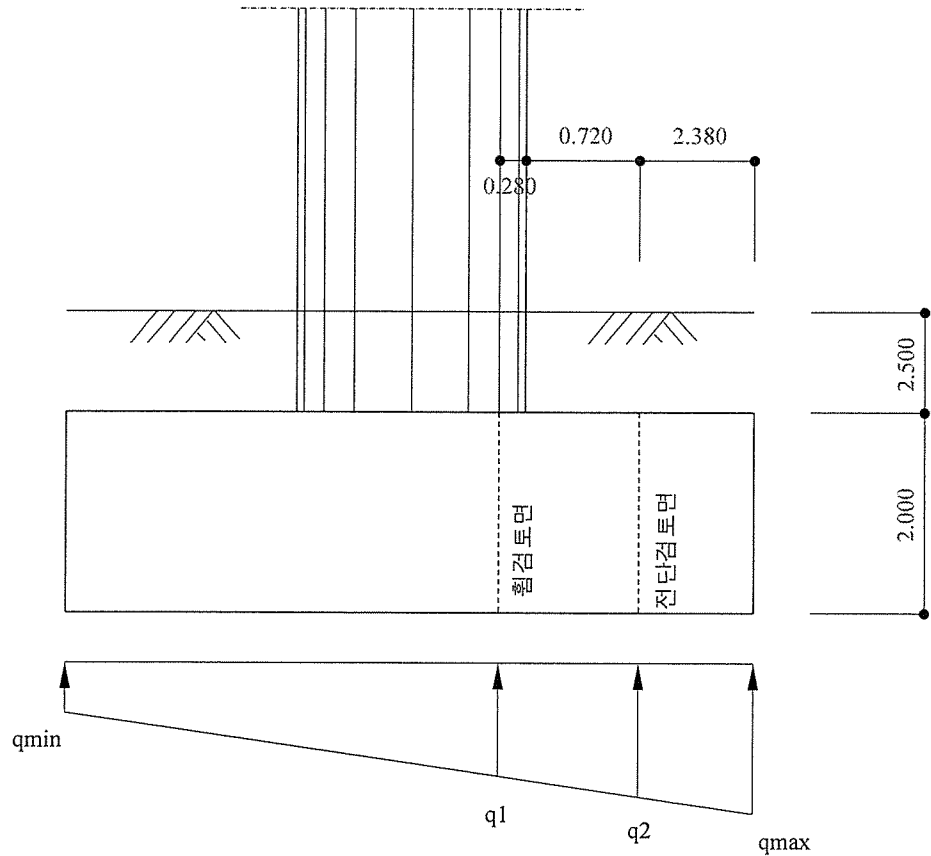
$$S_d = \frac{2.130}{2} \times (581.037 + 392.725) - 1.0 \times 2.000 \times$$

$$\frac{2.130}{2} \times 24.5$$

$$= 932.687 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{17189.459}{(8.500 \times 9.000)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 1.125}{9.000} \right\}$$

$$q_{\max} = 393.296 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 266.661 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 56.101 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 304.127 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{17189.459}{(8.500 \times 9.000)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 1.125}{9.000} \right\}$$

$$q_{\max} = 393.296 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 266.661 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 56.101 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 304.127 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{17189.459}{(8.500 \times 9.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 2.057) / 9.000 \}$$

$$q_{\max} = \frac{2 \sum V / Lx (e > B/6 \text{ 일 경우})}{8.500 \times 7.329} = 551.889 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 551.889 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 297.354 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 372.661 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 393.296 + 266.661) - \frac{2.000 \times 3.380^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1725.567 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.380}{2} \times (393.296 + 304.127) - 2.000 \times 2.380 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 713.314 \text{ kN}$$

ㅁ. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 393.296 + 266.661) - \frac{2.000 \times 3.380^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1725.567 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.380}{2} \times (393.296 + 304.127) - 2.000 \times 2.380 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 713.314 \text{ kN}$$

ㅂ. 지진시

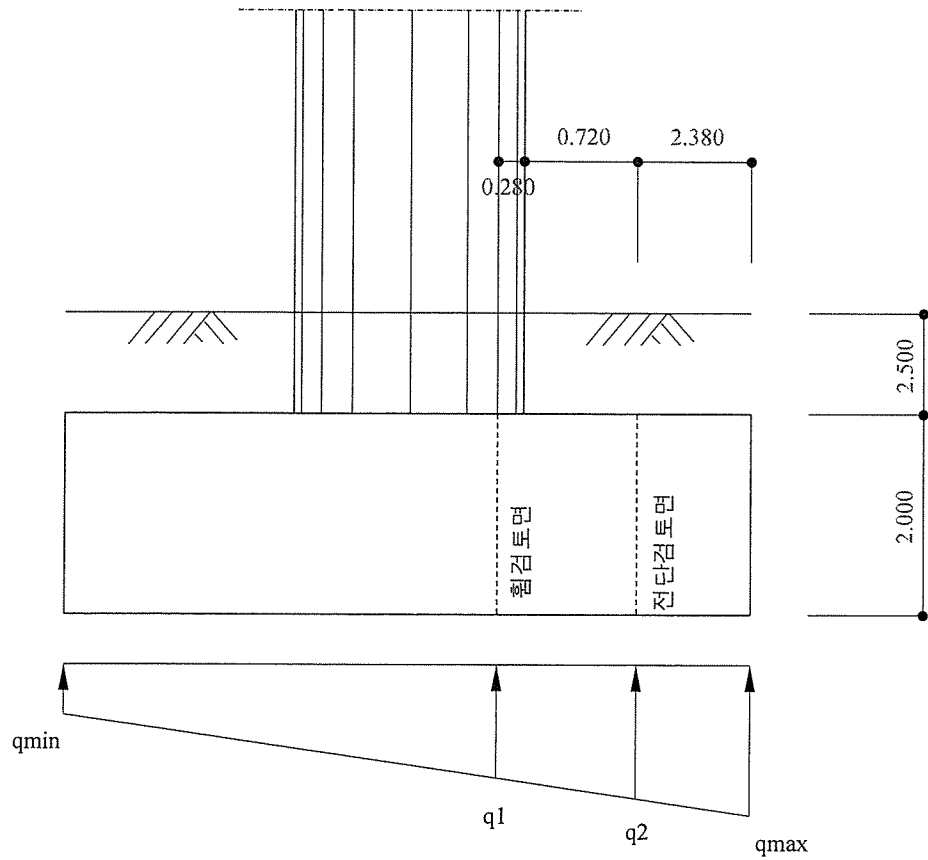
$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 551.889 + 297.354) - \frac{2.000 \times 3.380^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2387.952 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.380}{2} \times (551.889 + 372.661) - 2.000 \times 2.380 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 983.594 \text{ kN}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= 27990.419 / (8.500 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.013) / 9.000 \}$$

$$q_{\max} = 369.127 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 366.694 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 362.648 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 367.414 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= 23757.865 / (8.500 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.134) / 9.000 \}$$

$$q_{\max} = 545.272 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 368.977 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 75.849 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 421.136 \text{ kN/m}^2$$

㉞. 지진시

$$\begin{aligned}
 q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\
 &= 17183.924 / (8.500 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 2.125) / 9.000 \} \\
 q_{\max} &= 2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)} \\
 &= 34367.847 / (8.500 \times 7.125) = 567.480 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{\max} &= 567.480 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 298.274 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\min} &= 0.000 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 377.921 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

㉟. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 M_d &= 3.380^2 / 6 \times (2 \times 369.127 + 366.694) - \\
 &\quad 1.6 \times 2.000 \times 3.380^2 / 2 \times 24.5 \\
 &= 1656.059 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= 2.380 / 2 \times (369.127 + 367.414) - 1.6 \times 2.000 \times \\
 &\quad 2.380 \times 24.5 \\
 &= 689.892 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

㊱. 모멘트 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 M_d &= 3.380^2 / 6 \times (2 \times 545.272 + 368.977) - \\
 &\quad 1.35 \times 2.000 \times 3.380^2 / 2 \times 24.5 \\
 &= 2401.164 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= 2.380 / 2 \times (545.272 + 421.136) - 1.35 \times 2.000 \times \\
 &\quad 2.380 \times 24.5 \\
 &= 992.588 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

㊲. 지진시

$$\begin{aligned}
 M_d &= 3.380^2 / 6 \times (2 \times 567.480 + 298.274) - \\
 &\quad 1.0 \times 2.000 \times 3.380^2 / 2 \times 24.5 \\
 &= 2449.076 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= 2.380 / 2 \times (567.480 + 377.921) - 1.0 \times 2.000 \times \\
 &\quad 2.380 \times 24.5 \\
 &= 1008.407 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 $B = 8.500 \text{ m}$

2) 교축방향 $B = 9.000 \text{ m}$

$$\beta = 1.059$$

$$A_{sm} = 2 / (\beta + 1) = 0.971 \text{ Ass}$$

* 긴변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.4 유효폭을 고려하지 않은 단면력

		교 축 직 각 방 향	교 축 방 향
사용하중	모 멘 트(KN·m)	1206.682	1725.567
계수하중	전 단 력(KN)	932.687	1008.407
	모 멘 트(KN·m)	2154.322	2449.076

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.5 유효폭을 고려한 단면력

		교 축 직 각 방 향 kN/m ²	교 축 방 향 kN/m ²
사용하중	모 멘 트(KN·m)	1242.172	1725.567
계수하중	전 단 력(KN)	932.687	1008.407
	모 멘 트(KN·m)	2217.685	2449.076

10.6 기초 단면 검토

1) 교축직각방향

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ Mpa} \quad k_1 = 0.84 \quad \Phi_f = 0.90 \quad \Phi_v = 0.85$$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2000.00	1850.00	150.00	2217.685	932.687	1242.172

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	19	-	8	EA =	2292.000 mm ²	, d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	19	-	8	EA =	2292.000 mm ²	, d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	0.000 mm ²	, d2 =	0 mm

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 4584.000 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.357 \text{]}$$

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 71.906 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.06153 > 0.004 \text{ - O.K. -}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$$

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.90 \text{ 적용}$$

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \text{ ----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \text{ ----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\{f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$$

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 3378.241 \text{ mm}^2$$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 74044.76 \text{ mm}^2$$

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.0034$$

$$\text{증 큰 값 적용 } \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 6475.00 \text{ mm}^2$$

$$\therefore 4/3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 4504.32 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \text{ -----> 철근비 만족 } \therefore \text{O.K!!}$$

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 73.110 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 2992.619 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 2217.685 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad \text{[사용률 } 1.349 \text{]} \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1850.00 / 1000$$

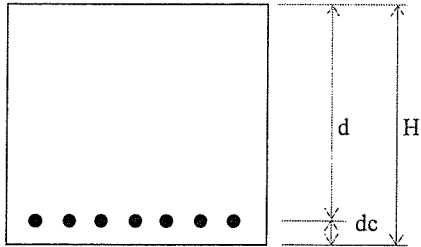
$$= 1435.49 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1435.49 > V_u = 932.687 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	1850.00	mm,	$d_c =$	150.00	mm,
$M_o =$	1242.172	kN·m,	$A_s =$	4584.000	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 313.969 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 155.259 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 160.313 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 19 / 2 = 90.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 264.977 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 265 \text{ mm OK!!}$$

2) 교축방향

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ Mpa} \quad k_1 = 0.84 \quad \Phi_f = 0.90 \quad \Phi_v = 0.85$$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2000.00	1850.00	150.00	2449.076	1008.407	1725.567

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm ²	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm ²	,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d2 =	0	mm

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 6193.600 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.658 \quad]$$

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 97.155 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a/k_1) - d_c) / (a/k_1) = 0.04476 > 0.004 \quad \text{O.K.}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$$

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면}, \quad \Phi_f = 0.90 \quad \text{적용}$$

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\{f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$$

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 3736.481 \text{ mm}^2$$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \quad \Rightarrow \quad \text{MAX } A_s = 74044.76 \text{ mm}^2$$

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.0034$$

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \quad \Rightarrow \quad \text{MIN } A_s = 6475.00 \text{ mm}^2$$

$$\therefore 4/3 \cdot \text{req } A_s \quad \Rightarrow \quad \text{MIN } A_s = 4981.97 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \quad \text{-----} \rightarrow \text{철근비 만족} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 98.781 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 4014.811 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 2449.076 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.639 \quad] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1850.00 / 1000$$

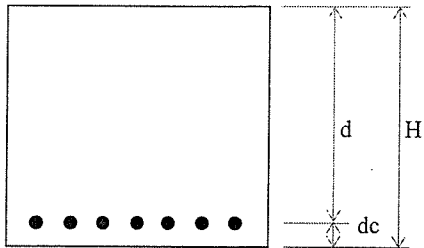
$$= 1435.49 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1435.49 > V_u = 1008.407 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ MPa},$$

$$H = 2000.00 \text{ mm}, \quad B = 1000.00 \text{ mm},$$

$$d = 1850.00 \text{ mm}, \quad dc = 150.00 \text{ mm},$$

$$M_o = 1725.567 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad A_s = 6193.600 \text{ mm}^2$$

$$N = 8 \quad n = 7$$

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 359.502 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 161.028 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - dc_{\min} - x) / (D - x) = 155.626 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 283.521 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 284 \text{ mm OK!!}$$

10.7 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 기둥검토

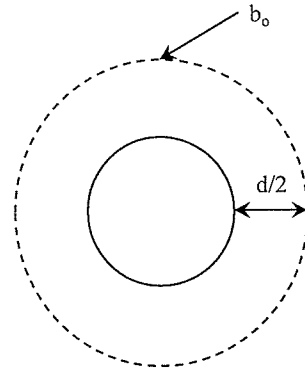
가) 최대반력 산정

■ 최대 연직하중(V_u): 16646.791 kN

■ 편치 전단 검토위치 : 기둥전면 $d/2$

■ 위험단면 길이(b_o)

$$\begin{aligned} b_o &= 2 \times \pi \times (r + d/2) \\ &= 2 \pi \times (1.400 + 0.925) \\ &= 14.608 \text{ m} \end{aligned}$$



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

■ $\beta_c = 1.059$ (짧은변에 대한 긴 변의 비), $a_s = 40$

■ 공칭전단강도 V_c

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 1.89) \times 5477.226 \times 14.608 \times 1.850 \\ &= 71269.340 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2.533) \times 5477.226 \times 14.608 \times 1.850 \\ &= 87159.662 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times 5477.226 \times 14.608 \times 1.850 \\ &= 49340.312 \text{ kN} \end{aligned}$$

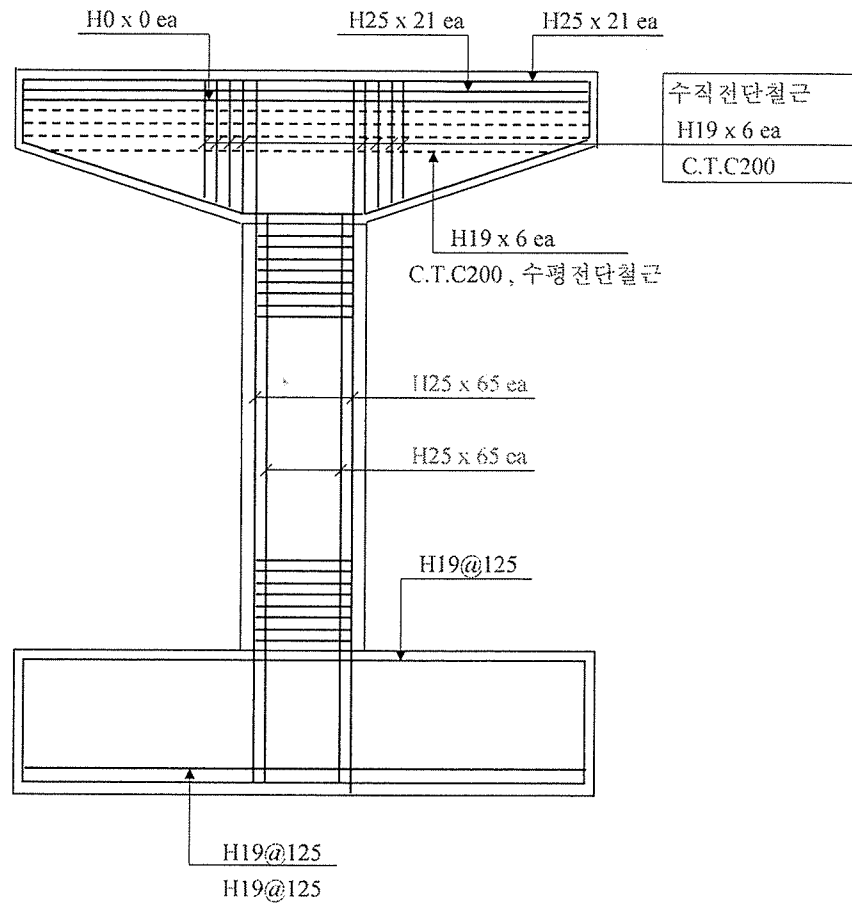
$$\therefore \text{Min}(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 49340.312 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \therefore \Phi V_c &= 0.85 \times 49340.312 \\ &= 41939.265 \text{ kN} \geq V_u = 16646.791 \text{ kN} \text{ --- O.K} \end{aligned}$$

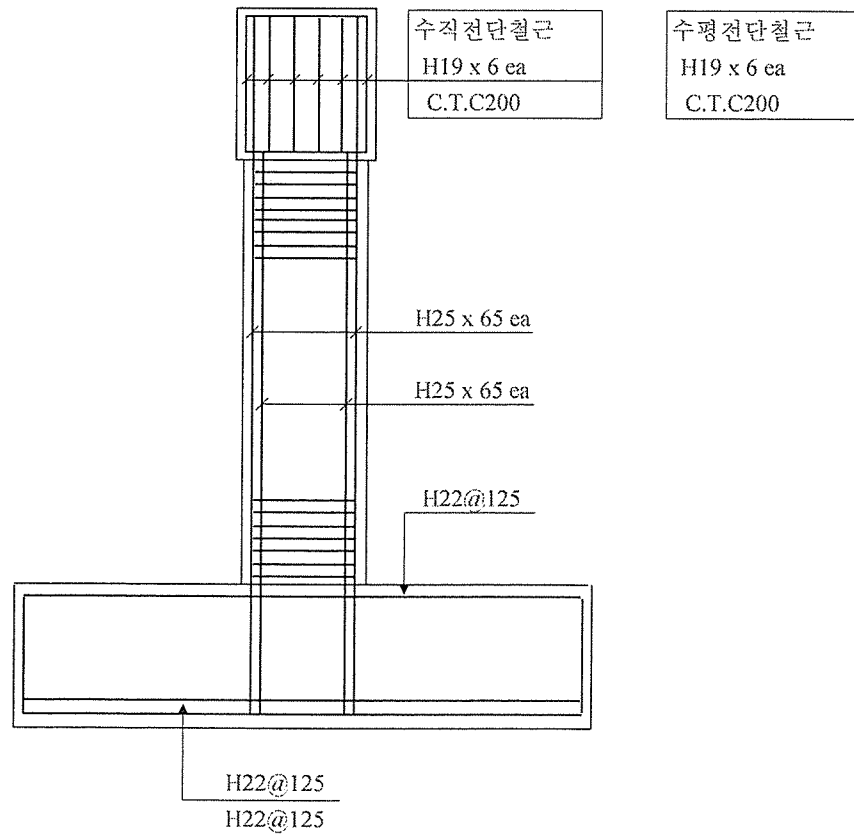
11. 주철근 조립도

P3(P4)

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\Sigma R_d = 2755.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 867.00 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 865.76 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{cf} = 76.72 / 3 = 25.573 \text{ kN}$$

$$P_{cf} = 126.54 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_N = 0.00 \text{ kN}$$

- 풍 하중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 7.408 \times 24.950 / 2 / 3 \text{ shoe} = 46.207 \text{ kN}$$

$$P_w = 167.325 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 319.801 \text{ kN}$$

$$R_{EQ} = 483.523 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\Sigma R_d = 2755.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 867.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 865.76 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 543.53 / 3 \text{ shoe} = 181.175 \text{ kN}$$

- 장대레일종하중

$$H_R = 74.85 / 3 \text{ shoe} = 24.950 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 413.25 / 3 \text{ shoe} = 137.75 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 890.073 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 867.00 \quad + \quad 865.76 \quad = \quad 1732.761 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} \quad = \quad 137.750 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 할증계수} \quad = \quad 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 1732.76 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 1732.761 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 137.75 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 137.750 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중							
연직하중	867.00	+	865.76	+	126.54	=	1732.761 kN
교축방향하중						=	0.000 kN
교축직각방향하중						=	25.573 kN
허용응력 할증계수						=	1.00
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.00			=	1732.761 kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000 kN
할증적용 교직하중	25.57	/	1.00			=	25.573 kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일중하중							
연직하중	867.00	+	865.76			=	1732.761 kN
교축방향하중						=	24.950 kN
교축직각방향하중						=	0.000 kN
허용응력 할증계수						=	1.00
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.00			=	1732.761 kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950 kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000 kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일중하중							
연직하중						=	867.000 kN
교축방향하중						=	24.950 kN
교축직각방향하중						=	0.000 kN
허용응력 할증계수						=	1.00
할증적용 연직하중	867.00	/	1.00			=	867.000 kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950 kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000 kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시계동하중 + 장대레일중하중							
연직하중	867.00	+	865.76			=	1732.761 kN
교축방향하중	181.18	+	24.95			=	206.125 kN
교축직각방향하중						=	0.000 kN
허용응력 할증계수						=	1.15
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.15			=	1506.749 kN
할증적용 교축하중	206.13	/	1.15			=	179.239 kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000 kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중							
연직하중	867.00	+	865.76	+	126.54		
		+	0.00	+	167.33	=	2026.629 kN
교축방향하중						=	0.000 kN
교축직각방향하중	25.57	+	0.00	+	46.21	=	71.781 kN
허용응력 할증계수						=	1.25
할증적용 연직하중	2026.63	/	1.25			=	1621.303 kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000 kN
할증적용 교직하중	71.78	/	1.25			=	57.425 kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	483.52	=	2216.284	kN
교축방향하중						=	890.073	kN
교축직각방향하중						=	319.801	kN
허용응력 활중계수						=	1.60	
활중적용 연직하중	2216.28	/	1.60			=	1385.177	kN
활중적용 교축하중	890.07	/	1.60			=	556.296	kN
활중적용 교직하중	319.80	/	1.60			=	199.876	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2250 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2026.629	71.781	319.801
교축방향		206.125	890.073

3) 교좌장치 제원

- 규격 : 365 × 519 mm
- 높이 : 183 mm

4) 연단거리 검토

$$a = 250 \text{ mm} [20\text{m} \leq \ell < 30\text{m}]$$

$$= 717.500 > 250.00$$

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P8-108]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H) (1 + 0.000125\Phi^2)$$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의 평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 304.937$$

② 연단 거리에 대한 검토

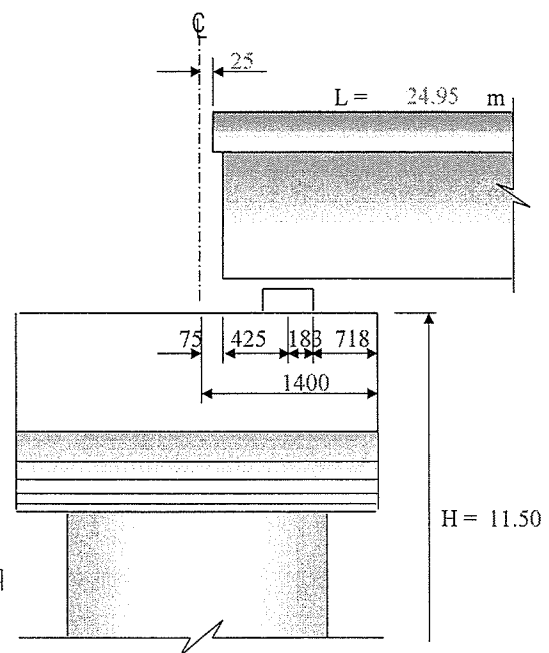
$$S_1 = 425 \text{ mm}$$

$$S_2 = 365 / 2 = 182.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 325 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 182.5 + 325 = 932.5 \text{ mm}$$

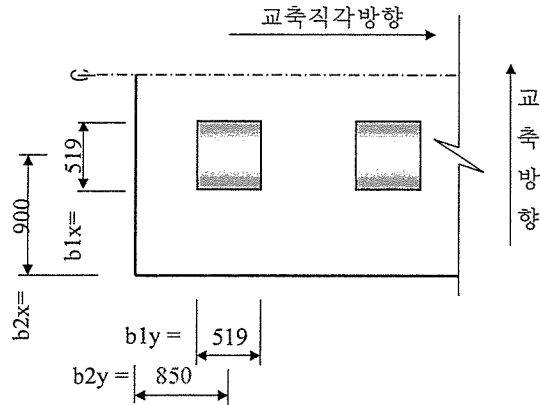
$$\therefore \text{Max}(N, \sum S) = 932.5 \text{ mm} < 1325.00 \quad - \text{O.K.} -$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1732.76 kN	- 연직하중 지진시 :	1385.18 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교축 방향 :	179.24 kN	- 교축 방향 :	556.30 kN
- 교축직각방향 :	57.42 kN	- 교축직각방향 :	199.88 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1x = 2595.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 2595.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 1800) \times 1732761 / 180 = 1712.71 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 1800) \times 1385177 / 180 = 1369.15 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 1700) \times 1732761 / 180 = 1671.89 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 1700) \times 1385177 / 180 = 1336.52 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 179239 / 180 = 995.77 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 556296 / 180 = 3090.53 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 57425 / 180 = 319.03 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 199876 / 180 = 1110.42 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$B_{x1} = b_1 y + b_2 x = 1419.0 \text{ mm}$$

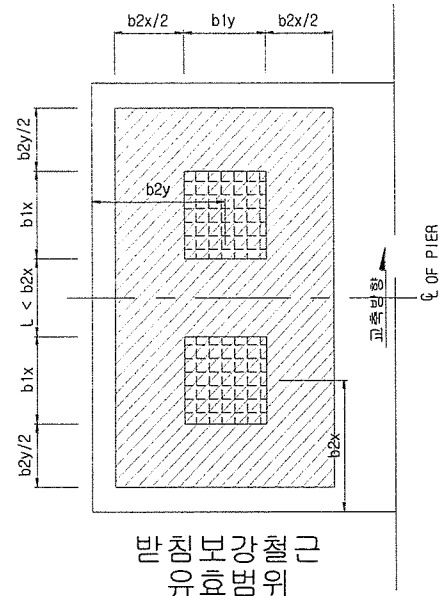
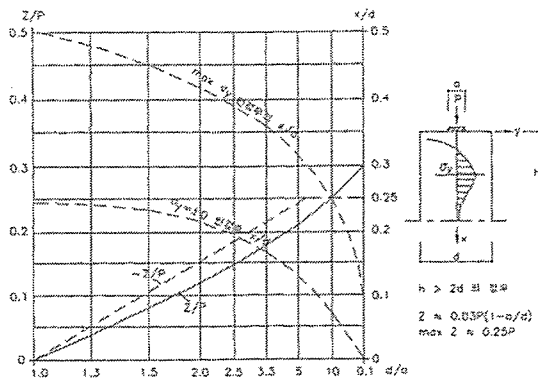
(인장철근의 코팅의 크기를 고려)

$$B_{x2} = 709.5 + 500.0 = 1209.5 \text{ mm}$$

$$B_{xuse} = 125 \times 9 = 1125.0 \text{ mm}$$

$$B_{y1} = b_1 x + b_2 y = 1369.0 \text{ mm}$$

$$B_{yuse} = 125 \times 10 = 1250.0 \text{ mm}$$



<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max σ_y 와 $\sigma_y = 0$ 의 위치.

구 분	d / a	x / d	x
교축직각방향	1369.0 / 519.0 = 2.638	0.43	589
교 축 방 향	1419.0 / 519.0 = 2.734	0.42	596

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$A_{sx} = Asx1 + Asx2$$

$$A_{sx(\text{상시})} = 1712.71 + 995.77 = 2708.48 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx(\text{지진})} = 1369.15 + 3090.53 = 4459.68 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } Asx = 1119 - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 5730 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$A_{sy} = Asy1 + Asy2 =$$

$$A_{sy(\text{상시})} = 1671.89 + 319.03 = 1990.91 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy(\text{지진})} = 1336.52 + 1110.42 = 2446.94 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } Asy = 1116 - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{556296}{180} = 3090.53 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 4258 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{199876}{180} = 1110.42 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{H_s}{A_r} \quad \begin{array}{l} H_s: \text{수평력(N)} \\ A_r: \text{전단 파괴 면적 (mm}^2\text{)} \\ V: \text{전단응력 [0.7 Mpa]} \end{array}$$

- 교축방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 519) = 3078884 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{556296}{3078884} = 0.181 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 519) = 2787627 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{57425}{2787627} = 0.021 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

12.2 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 2755.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 867.00 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 865.76 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 106.83 / 3 = 35.611 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 176.21 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_N = 0.00 \text{ kN}$$

- 풍 하중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 7.408 \times 24.950 / 2 / 3 \text{ shoe} = 46.207 \text{ kN}$$

$$P_w = 167.325 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 380.021 \text{ kN}$$

$$R_{EQ} = 574.509 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 2755.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 867.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 865.76 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 412.500 / 3 \text{ shoe} = 137.500 \text{ kN}$$

- 장대레일종하중

$$H_R = 74.85 / 3 \text{ shoe} = 24.950 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 413.25 / 3 \text{ shoe} = 137.75 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 0.000 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 867.00 \quad + \quad 865.76 \quad = \quad 1732.761 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} \quad = \quad 137.750 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 활중계수} \quad = \quad 1.00$$

$$\text{활중적용 연직하중} \quad 1732.76 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 1732.761 \text{ kN}$$

$$\text{활중적용 교축하중} \quad 137.75 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 137.750 \text{ kN}$$

$$\text{활중적용 교직하중} \quad 0.00 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	176.21	=	1732.761	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	35.611	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.00			=	1732.761	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	35.61	/	1.00			=	35.611	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	867.00	+	865.76			=	1732.761	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.00			=	1732.761	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	867.000	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	867.00	/	1.00			=	867.000	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시계동하중 + 장대레일종하중

연직하중	867.00	+	865.76			=	1732.761	kN
교축방향하중	137.50	+	24.95			=	162.450	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.15			=	1506.749	kN
할증적용 교축하중	162.45	/	1.15			=	141.261	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	176.21			
		+	0.00	+	167.33	=	2076.297	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	35.61	+	0.00	+	46.21	=	81.818	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	2076.30	/	1.25			=	1661.038	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	81.82	/	1.25			=	65.455	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	574.51	=	2307.270	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	380.021	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2307.27	/	1.60			=	1442.044	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	380.02	/	1.60			=	237.513	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2250 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2076.297	81.818	380.021
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규격: 435 × 501 mm
- 높이: 166 mm

4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

$$a = 250 \text{ mm} \quad [\ell > 40\text{m}]$$

$$= 682.500 > 250.00$$

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P662]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H) (1 + 0.000125\Phi^2)$$

여기서, N: 최소받침 지지길이(mm)

L: 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리(m)

H: 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간
교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각(°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 304.937$$

② 연단 거리에 대한 검토

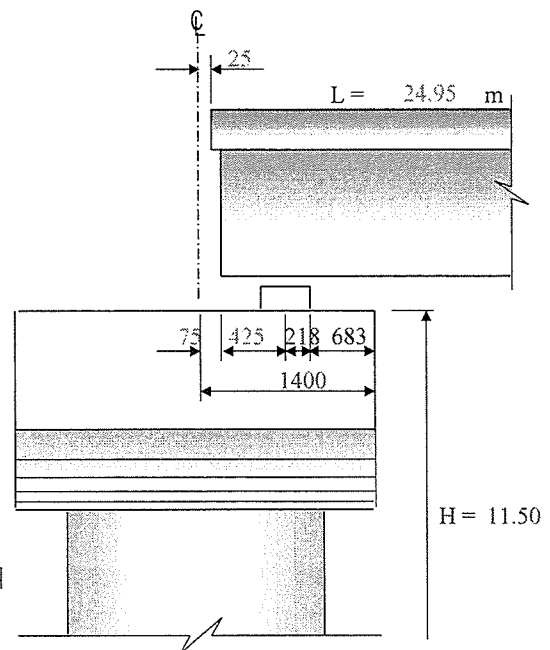
$$S_1 = 425 \text{ mm}$$

$$S_2 = 435 / 2 = 217.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 200 + 0.5L = 325 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 217.5 + 325 = 967.5 \text{ mm}$$

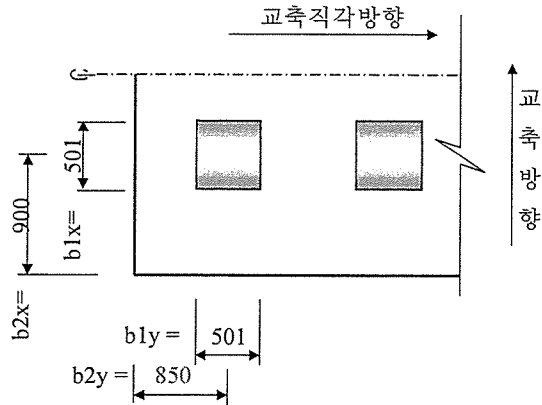
$$\therefore \text{Max}(N, \sum S) = 967.5 \text{ mm} < 1325.00 \quad \text{- O.K -}$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1732.76 kN	- 연직하중 지진시 :	1442.04 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	141.26 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	65.45 kN	- 교축직각방향 :	237.51 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1x = 2505.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 2505.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1800) \times 1732761 / 180 = 1736.77 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1800) \times 1442044 / 180 = 1445.38 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1700) \times 1732761 / 180 = 1697.37 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1700) \times 1442044 / 180 = 1412.59 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 141261 / 180 = 784.78 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 0 / 180 = 0.00 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

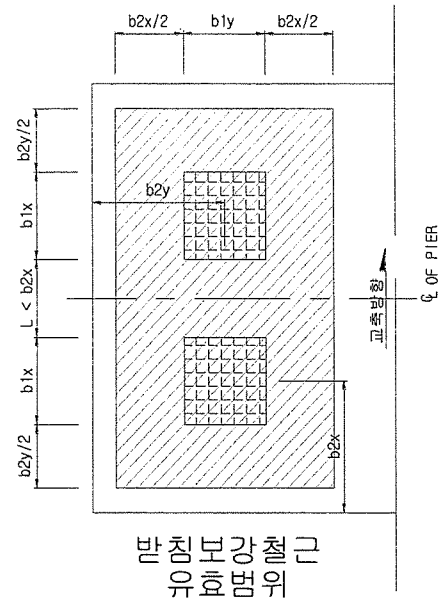
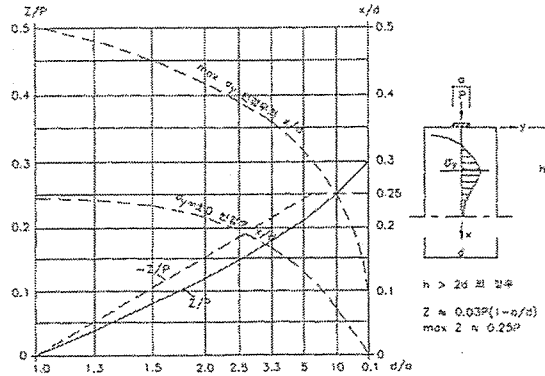
$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 65455 / 180 = 363.64 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 237513 / 180 = 1319.52 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$\begin{aligned}
 B_{x1} &= b_1 y + b_2 x = 1401.0 \text{ mm} \\
 &\quad (\text{인장철근의 크기를 고려}) \\
 B_{x2} &= 700.5 + 500.0 = 1200.5 \text{ mm} \\
 B_{xuse} &= 125 \times 9 = 1125.0 \text{ mm} \\
 B_{y1} &= b_1 x + b_2 y = 1351.0 \text{ mm} \\
 B_{yuse} &= 125 \times 10 = 1250.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



<그림> $h > 2d$ 인 경우 Z/P 및 x/d 에 대한 횡방향 인장응력 $\max \sigma_y$ 와 $\sigma_y = 0$ 의 위치.

구 분	d / a				x / d	x
교축직각방향	1351.0	/	501.0	= 2.697	0.41	553.91
교 축 방 향	1401.0	/	501.0	= 2.796	0.42	588.42

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 B_y 범위에 배치)

$$A_{sx} = A_{sx1} + A_{sx2}$$

$$A_{sx(\text{상시})} = 1736.77 + 784.78 = 2521.55 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx(\text{지진})} = 1445.38 + 0.00 = 1445.38 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } A_{sx} = \text{H16} - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 3972 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 B_x 범위에 배치)

$$A_{sy} = A_{sy1} + A_{sy2} =$$

$$A_{sy(\text{상시})} = 1697.37 + 363.64 = 2061.01 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy(\text{지진})} = 1412.59 + 1319.52 = 2732.11 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } A_{sy} = \text{H16} - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{141261}{180} = 784.78 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{237513}{180} = 1319.52 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{H_s}{A_r} \quad \begin{array}{l} H_s: \text{수평력(N)} \\ A_r: \text{전단 파괴 면적 (mm}^2\text{)} \\ V: \text{전단응력 [0.7 Mpa]} \end{array}$$

- 교축방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 501) = 3055974 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{141261}{3055974} = 0.046 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times y (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 501) = 2765990 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{237513}{2765990} = 0.086 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

6.3.1 P5(P1)

1. 설 계 조 건

1.1 형식

- 1) 상부형식 ; PSC-e + PSC BEAM
 평면선형 R = 3,500 설계지간 L = 29,000 m
 평면선형 R = 3,500 설계지간 L = 24,000 m
- 2) 교각형식 ; T형교각 (H = 14,000 M)
- 3) 기초형식 ; 직접기초 (L = 0.000 m)

1.2 설계하중

- 1) 고정하중
 철근콘크리트 단위중량 : 24.5 kN/m³
- 2) 활 하 중 : KRI2012 (단 선)
 충격계수 i (%); PSC-e = $\frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 = 0.098$
 (시점측)
 PSC BEAM = $\frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 = 0.126$
 (종점측)
- 3) 풍 하 중
 교량상에 열차가 있을 때 W = 1.5 kN/m'
 교량상에 열차가 없을 때 W = 3.0 kN/m'
 원형 또는 이에 준하는 단면을 갖는 부재에 고려할 풍하중은 위에 규정한 값의 0.6 배로 한다.
- 4) 종 하 중 (충격은 고려하지 않음)
 ① KL2012
 제동하중 : $20\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 6000\text{kN}$
 시동하중 : $33\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 1000\text{kN}$
 ②장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - $f_0 = \pm 3 L$
 레일 신축이음장치가 있는 경우 - $f_0 = \pm 500$
- 5) 원 심 하 중
 충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 궤도면상 1.8m 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.
- 6) 차 량 횡 하 중
 레일윗면에 교축직각방향으로 0 kN 으로 정한다.
 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.
- 7) 지진하중
 가속도계수 $K_h = 0.154$ (구역계수 0.11 × 위험도계수 1.4)
 지반 계수 S = 1.2

1.3 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

$$\begin{aligned} \text{가) 설계기준강도 } f_{ck} &= 30 \text{ Mpa} \\ \text{나) 탄성계수 } E_c &= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} \quad (f_{cu}=f_{ck}+4) \\ &= 27500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

2) 철근 SD40

$$\begin{aligned} \text{가) 항복응력 } : f_y &= 400 \text{ Mpa} \\ \text{나) 탄성계수 } : E_s &= 200000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

1.4 흙의 성질

- 1) 흙의 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 2) 흙의 포화단위중량 (γ_{sat}) = 20.0 kN/m³
- 3) 흙의 수중단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 4) 기초저면의 N치 = 50
- 5) 기초저면의 내부마찰각 $\Phi = 15 + \sqrt{15N} = 42.39^\circ \leq 45^\circ$
(다만, $N > 5$)
- 6) 최대지반반력
상시 = 1000
지진시 = 1500 (1.5배)

7) 기초의 각종 계수들

허용지지력에 대한 검토	전도에 대한 검토	활동에 대한 검토
평상시 = $Qu/3$	평상시 = $B/6$	평상시 = 1.5
지진시 = $Qu/2$	지진시 = $B/3$	지진시 = 1.2

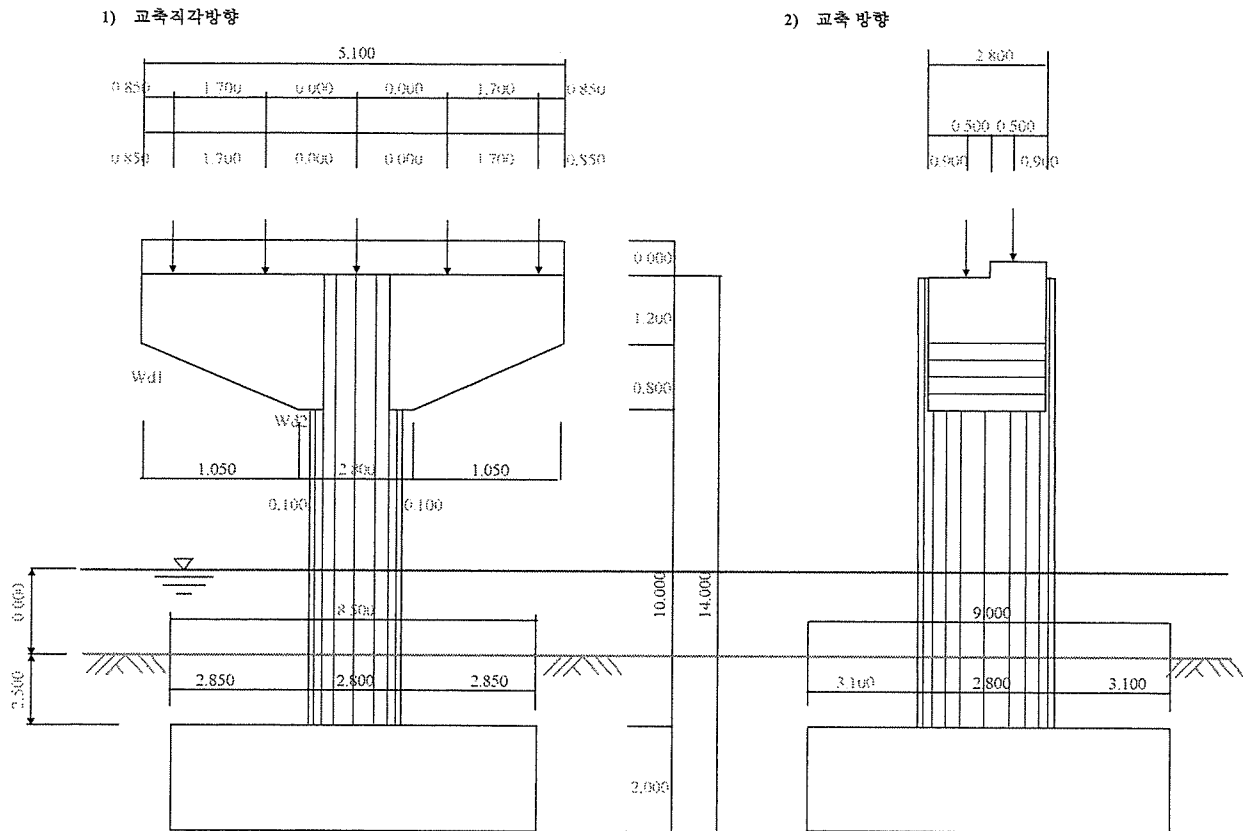
$\Phi_b = 2/3 \times 42.39 = 28.260$	흙과 콘크리트
$\tan \Phi_b = 0.538$	
$\tan \Phi_b = 0.600$	암과 콘크리트

1.5 참고문헌

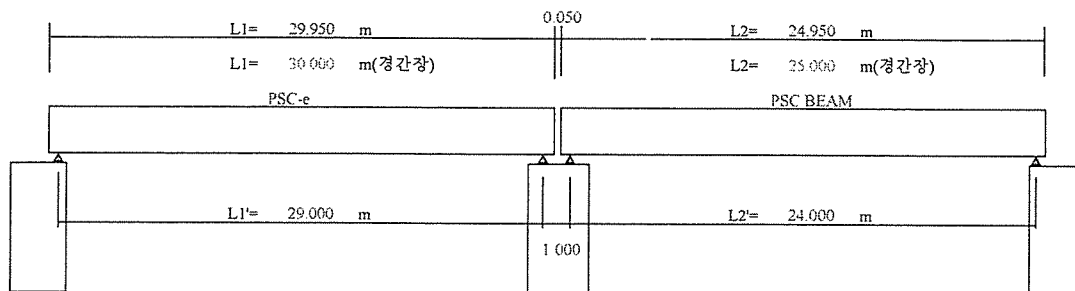
- ▣ 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)
- ▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)
- ▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단면가정 P5(P1)

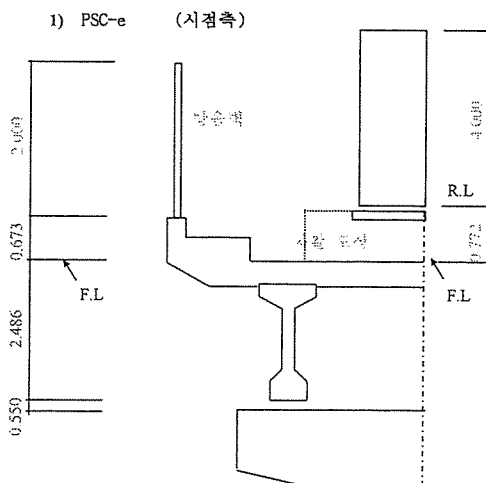
1.1 교각 단면 제원



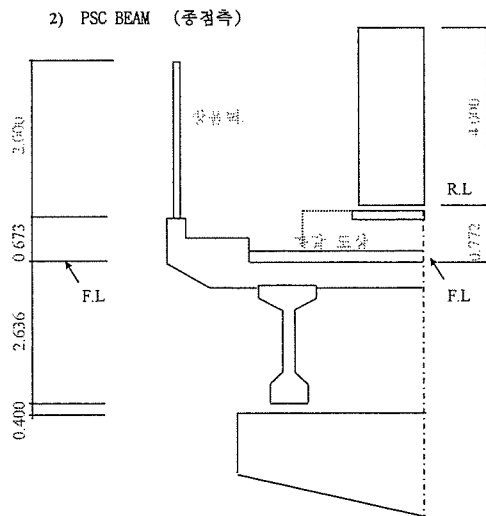
1.2 상부 제원



1.3 하중작용 위치산정



- ▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용
= 5.608 M
- ▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)
= 3.808 M
- ▶ 풍하중(열차비재하) = 3.1295 M
- ▶ 풍하중(열차개하) = 4.179 M
- ▶ 지진하중(고정하중) = 1.793 M



- ▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용
 - = 5.608 M
- ▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)
 - = 3.808 M
- ▶ 풍하중(열차비재하) = 3.0545 M
- ▶ 풍하중(열차재하) = 4.104 M
- ▶ 지진하중(고정하중) = 1.718 M

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5		Σ
고정하중 반력(KN)	PSC-e	1086.00		1033.00		1010.00		3129.00
	PSC BEAM	946.00		867.00		942.00		2755.00
계		2032.00	0.00	1900.00	0.00	1952.00		5884.00

▣ 교각자중

- COPING ;

$$Wd1 = 1.200 \times 2.800 \times 24.500 = 82.320 \text{ kN/m}$$

$$Wd2 = 2.000 \times 2.800 \times 24.500 = 137.200 \text{ kN/m}$$

- 기 등 ; $Pc = \pi / 4 \times 2.800^2 \times 24.500$
 $\times 10.000 = 1508.593 \text{ kN}$

- 기 초 ; $Wf1 = 2.000 \times 9.000 \times 24.500 = 441.000 \text{ kN/m}$

2) 활 하 중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- PSC-e(30m)

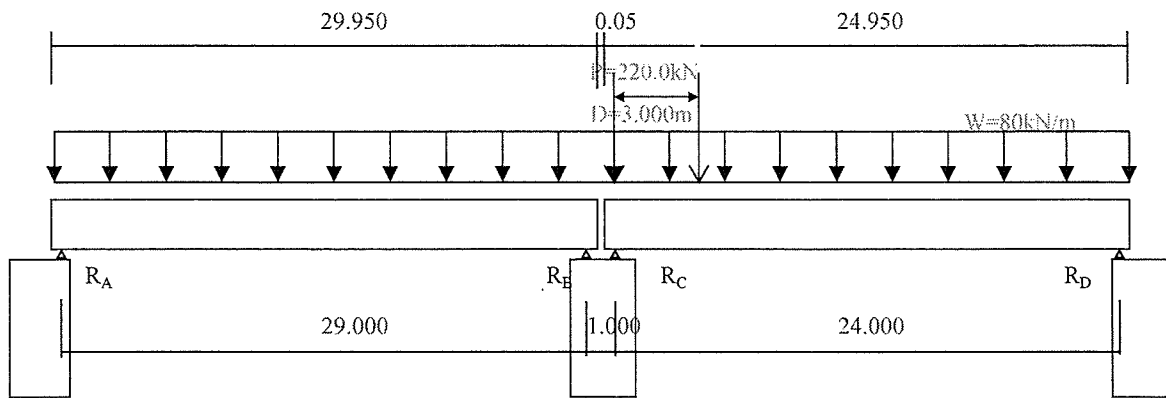
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.240		0.334		0.426		1.00
보도 하중 (단선)	0.738		0.311		-0.049		1.00

- PSC BEAM(25m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.184	0.000	0.489	0.000	0.327		1.00
보도 하중 (단선)	0.950	0.000	0.232	0.000	-0.183		1.00

■ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



$$\begin{aligned} R_A &= 1198.000 \text{ KN} & , & & R_C &= 1410.500 \text{ KN} \\ R_B &= 1198.000 \text{ KN} & , & & R_D &= 1025.500 \text{ KN} \end{aligned}$$

② 보도균집하중 재하시

$$\begin{aligned} \text{보도폭} &: b = 0.85 \text{ m} \\ \text{균집하중} &: W_m = 5.00 \text{ KN/m}^2 \\ W_b &= 0.85 \times 5.00 \times 29.95 \times 1/2 = 63.644 \text{ KN} \\ W_c &= 0.85 \times 5.00 \times 24.95 \times 1/2 = 53.019 \text{ KN} \end{aligned}$$

■ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	334.49	0.00	419.93	0.00	507.23		1261.64
R_{LC}	309.90	0.00	702.03	0.00	451.53		1463.47
ΣR_L	644.39	0.00	1121.96	0.00	958.76		2725.11

■ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	362.58	0.00	459.02	0.00	557.10		1378.71
R_{LC}	342.72	0.00	789.25	0.00	509.85		1641.82
ΣR_L	705.30	0.00	1248.28	0.00	1066.95		3020.53

3) 차량 횡하중

- 연행집중하중으로 레일면 높이에서 교축에 직각이고 수평으로 100kN이 작용하는 것으로 한다.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.
- 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.

$$\begin{aligned}
 \sum PLf &= 0.000 \text{ kN} \\
 MLfb &= 0.000 \times 3.808 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 MLfc &= 0.000 \times 3.808 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \sum MLf &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- PSC-e

$$P_i = \left[\frac{MLf}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	MLf	$\sum X_i^2$	X_i	Pic(tf)	비 고
G1	0.000	5.780	1.700	0.000	↑
G2			0.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			0.000	0.000	↓
G5			-1.700	0.000	↓

- PSC BEAM

$$P_i = \left[\frac{MLf}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	MLf	$\sum X_i^2$	X_i	Pib(tf)	비 고
G1	0.000	5.780	1.700	0.000	↑
G2			0.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			0.000	0.000	↓
G5			-1.700	0.000	↓

4) 원심 하중

▣ 원심하중 계수 산정

$$\text{곡선반경 : } R = 3,500 \quad L = 29.000, \quad 24.000 \quad V = 250 \quad \text{km/hr}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.493}{127 \times 3500} = 0.069 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times 3500} = 0.073 \quad \dots c \text{ 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.493 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.516 \quad \dots c \text{ 지점}$$

가) 복선

$$\text{교각반력 (PL) : } \quad \text{지점b} \quad 63.64 \quad \text{kN} \quad , \quad \text{지점c} \quad 0.00 \quad \text{kN}$$

$$P_{cb} = 63.64 \times 0.069 = 4.391 \quad \text{kN}$$

$$P_{cc} = 0.00 \times 0.073 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$\sum P_c = 4.391 \quad \text{kN}$$

$$M_{cb} = 4.391 \times 5.608 = 24.625 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cc} = 0.000 \times 5.608 = 0.000 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_c = 24.625 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC-e

$$R_{pi} = M_c \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 = 5.780 \quad \text{m}^2$$

$$R_{pb1} = 24.625 \times 1.700 / 5.780 = 7.243 \quad \text{kN}$$

$$R_{pb2} = 24.625 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$R_{pb3} = 24.625 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$R_{pb4} = 24.625 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$R_{pb5} = 24.625 \times (-1.700) / 5.780 = -7.243 \quad \text{kN}$$

- PSC BEAM

$$R_{pi} = M_c \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\begin{aligned} \sum x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 \\ &= 5.780 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$R_{pc1} = 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 0.000 \times (-1.700) / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1261.64 kN , 지점c 1463.47 kN

$$P_{cb} = 1261.64 \times 0.069 = 87.053 \text{ kN}$$

$$P_{cc} = 1463.47 \times 0.073 = 106.833 \text{ kN}$$

$$\sum P_c = 193.886 \text{ kN}$$

$$M_{cb} = 87.053 \times 5.608 = 488.193 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cc} = 106.833 \times 5.608 = 599.119 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_c = 1087.312 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC-e

$$R_{pi} = M_c \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\begin{aligned} \sum x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 \\ &= 5.780 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$R_{pb1} = 488.193 \times 1.700 / 5.780 = 143.586 \text{ kN}$$

$$R_{pb2} = 488.193 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb3} = 488.193 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb4} = 488.193 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb5} = 488.193 \times (-1.700) / 5.780 = -143.586 \text{ kN}$$

- PSC BEAM

$$R_{pi} = M_c \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\begin{aligned} \sum x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 \\ &= 5.780 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$R_{pc1} = 599.119 \times 1.700 / 5.780 = 176.211 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 599.119 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 599.119 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 599.119 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 599.119 \times (-1.700) / 5.780 = -176.211 \text{ kN}$$

5) 풍 하 중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING	Wn1	=	3.000	×	2.000	×	2.800	=	16.800	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	2.800	×	0.6	=	5.040	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	5.159	×	14.975	=	231.768	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.309	×	12.475	=	198.689	kN
	Mn3b	=	231.768	×	3.1295			=	725.318	kN·m
	Mn3c	=	198.689	×	3.055			=	606.896	kN·m
	Σ Mn3							=	1332.214	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC-e

$$R_{ni} = M_{n3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{nb1} = 725.318 \times 1.700 / 5.780 = 213.329 \text{ kN}$$

$$R_{nb2} = 725.318 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 725.318 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb4} = 725.318 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb5} = 725.318 \times -1.700 / 5.780 = -213.329 \text{ kN}$$

- PSC BEAN

$$R_{ni} = M_{n3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{nc1} = 606.90 \times 1.700 / 5.780 = 178.499 \text{ kN}$$

$$R_{nc2} = 606.90 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc3} = 606.90 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc4} = 606.90 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc5} = 606.90 \times -1.700 / 5.780 = -178.499 \text{ kN}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1	=	1.500	×	2.000	×	2.800	=	8.400	kN
기둥	Wt2	=	1.500	×	2.800	×	0.6	=	2.520	kN/m
상부구조	Wn3b	=	1.500	×	7.258	×	14.975	=	163.033	kN
	Wn3c	=	1.500	×	7.408	×	12.475	=	138.622	kN
	Mn3b	=	163.033	×	4.179			=	681.315	kN·m
	Mn3c	=	138.622	×	4.104			=	568.905	kN·m
	Σ Mn3							=	1250.22	kN·m

▣ 교각에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC-e

$$R_{ti} = M_{t3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{nb1} = 681.315 \times 1.700 / 5.780 = 200.387 \text{ kN}$$

$$R_{nb2} = 681.315 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 681.315 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 681.315 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 681.315 \times -1.700 / 5.780 = -200.387 \text{ kN}$$

- PSC BEAM

$$R_{ti} = M_{t3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{nc1} = 568.905 \times 1.700 / 5.780 = 167.325 \text{ kN}$$

$$R_{nc2} = 568.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc3} = 568.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc4} = 568.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc5} = 568.905 \times -1.700 / 5.780 = -167.325 \text{ kN}$$

6) 유수압 ($P = K \times V^2 \times A$)

$K = 0.4$ (원형) : 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

$V = Q / A = 1400.00 / 720$
 $= 1.944 \text{ m/sec}$

$A = 0.000 \text{ m}^2$: 교각의 연직투영면적

$P = 0.4 \times 1.944^2 \times 0.000 = 0 \text{ kN}$

$H = 0.6 \times \text{수심} = 0.6 \times 0.000 = 0 \text{ m}$

7) 충돌 하중

▣ 유목에 의한 충돌하중 ($P = 0.1 \times W \times V$)

$$W = 100 \text{ kN} \quad : \text{유송물의 중량}$$

$$V = V_m / 0.85 = 1.944 / 0.85 = 2.287 \text{ m/sec} \quad : \text{표면유속}$$

$$P = 0.1 \times 100 \times 2.287 = 22.870 \text{ kN}$$

$$H = \text{수심} = 0 \text{ m}$$

▣ 자동차의 충돌하중

$$\text{- 차도방향에 대하여} = 1000 \text{ kN}$$

$$\text{- 차도 직각방향에 대하여} = 500 \text{ kN}$$

$$\text{- 작용높이} = 1.8 \text{ m}$$

8) 지진 하중 - 교각방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비고
시점측	H _{EB(교좌)}	133.56		144.82		133.56	411.95	1.0교좌+0.3교축
	H _{EB(교축)}	375.70		339.20		373.60	1088.49	0.3교좌+1.0교축
종점측	H _{EC(교좌)}	97.27		97.61		97.21	292.09	1.0교좌+0.3교축
	H _{EC(교축)}	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교좌+1.0교축

$$M_{eb(\text{교좌})} = 411.952 \times 1.793 = 738.629 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교좌})} = 292.090 \times 1.718 = 501.811 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC-e

$$R_{Ei(\text{교좌})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{Eb1} = 738.629 \times 1.700 / 5.780 = 217.244 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 738.629 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 738.629 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 738.629 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 738.629 \times (-1.700) / 5.780 = -217.244 \text{ kN}$$

- PSC BEAM

$$R_{Ei(\text{교각})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\begin{aligned} \sum x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 \\ &= 5.780 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$R_{EC1} = 501.811 \times 1.700 / 5.780 = 147.591 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 501.811 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 501.811 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 501.811 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 501.811 \times (-1.700) / 5.780 = -147.591 \text{ kN}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(\text{교각})}$	$M_{0E(\text{교각})}$	비 고
기둥하단	644.597	8.163.703	1.0교각+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

■ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비 고
시점측	$H_{EB(\text{교각})}$	328.05		355.71		328.05	1011.81	1.0교각+0.3교축
	$H_{EB(\text{교축})}$	922.77		833.11		917.61	2673.49	0.3교각+1.0교축
중점측	$H_{EC(\text{교각})}$	238.91		239.75		238.76	717.41	1.0교각+0.3교축
	$H_{EC(\text{교축})}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교각+1.0교축

$$M_{eb(\text{교각})} = 1011.811 \times 1.793 = 1814.177 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교각})} = 717.414 \times 1.718 = 1232.517 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC-e

$$R_{Ei(\text{교각})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\begin{aligned} \sum x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 \\ &= 5.780 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$R_{Eb1} = 1814.177 \times 1.700 / 5.780 = 533.581 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 1814.177 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 1814.177 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 1814.177 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 1814.177 \times (-1.700) / 5.780 = -533.581 \text{ kN}$$

- PSC BEAM

$$R_{Ei(\text{교 직})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{EC1} = 1232.517 \times 1.700 / 5.780 = 362.505 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 1232.517 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 1232.517 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 1232.517 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 1232.517 \times (-1.700) / 5.780 = -362.505 \text{ kN}$$

$$P_E = 1011.81 + 717.414 = 1729.225 \text{ kN}$$

$$M_c = 1729.225 \times 1.793 = 3100.500 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(\text{교 직})}$	$M_{0E(\text{교 직})}$	비 고
기둥하단	1.583.220	20051.20	1.0교 직+0.3교 축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간	우측 경간
고정 하중	3129.000 kN	2755.000 kN
편 심	0.500 m	-0.500 m

$$M_d = 3129 \times 0.500 + 2755 \times -0.500 = 187.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간	우측 경간
활하중	단선재 하시	1261.644 kN	1463.466 kN
	복선재 하시	63.644 kN	0.000 kN
편 심		0.500 m	-0.500 m

$$M_{L\text{단선}} = 1261.64 \times 0.500 + 1463.47 \times -0.500 = -100.911 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 63.64 \times 0.500 + 0.00 \times -0.500 = 31.822 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간	우측 경간
활하중	단선재 하시	1378.707 kN	1641.823 kN
	복선재 하시	63.644 kN	0.000 kN
편 심		0.500 m	-0.500 m

$$M_{L\text{단선}} = 1378.71 \times 0.500 + 1641.82 \times -0.500 = -131.558 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 63.64 \times 0.500 + 0.00 \times -0.500 = 31.822 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

$$\text{COPING} \quad W_{n1} = 3.000 \times 1.200 \times 5.100 = 18.360 \text{ kN}$$

$$3.000 \times 0.800 \times 4.050 = 9.720 \text{ kN}$$

$$(18.360 + 9.720) / 5.100 = 5.506 \text{ kN/m}$$

$$\text{기둥} \quad W_{n2} = 3.000 \times 2.800 \times 0.6 = 5.040 \text{ kN/m}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

$$\text{COPING} \quad W_{n1} = 1.500 \times 1.200 \times 5.100 = 9.180 \text{ kN}$$

$$1.500 \times 0.800 \times 4.050 = 4.860 \text{ kN}$$

$$(9.180 + 4.860) / 5.100 = 2.753 \text{ kN/m}$$

$$\text{기둥} \quad W_{t2} = 1.500 \times 2.800 \times 0.6 = 2.520 \text{ kN/m}$$

5) 제동하중 및 시동하중

▶ 고정슈에 작용하는 교축방향 수평하중

$$T_f = T - \frac{1}{2} \mu_m \cdot R_m \geq T/2$$

여기서, T ; 교량거더로부터의 전수평력

μ_m ; 가동측 받침의 마찰계수 0.15

R_m ; 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

▶ 가동슈에 작용하는 교축방향 수평하중

$$T_m = \mu_m \cdot R_m \leq T/2$$

① KL2012

가) 제동하중 ; $20\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 6000\text{kN}$ (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 20 \times 30.000 = 600.000 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 20 \times 25.000 = 500.000 \text{ kN}$$

나) 시동하중 ; $33\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 1000\text{kN}$ (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T = 33 \times 30.000 = 990.000 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T = 33 \times 25.000 = 825.000 \text{ kN}$$

다) 고정단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

$$R_m = 3129.00 + 1198.000 = 4327.000 \text{ kN}$$

$$T_f = T - \frac{1}{2} \mu_m \cdot R_m \geq T/2$$

$$= 600.00 - 324.525 \text{ (제동하중)}$$

$$= 990.00 - 324.525 \text{ (시동하중)}$$

$$= 275.48 < T/2 = 300.00 \text{ (제동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$= 665.48 > T/2 = 495.00 \text{ (시동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$\therefore T_f = 300.00 \text{ kN(제동하중)}, 665.48 \text{ kN(시동하중)}$$

라) 가동단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

$$R_m = 2755.00 + 1410.50 = 4165.500 \text{ kN}$$

$$T_m = \mu_m \cdot R_m \leq T/2$$

$$= 624.825 > T/2 = 250.000 \text{ (제동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$= 624.825 > T/2 = 412.500 \text{ (시동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$\therefore T_m = 250.000 \text{ kN(제동하중)}, 412.500 \text{ kN(시동하중)},$$

마) 설계수평력

$$T \text{ (단 선)} = T_f + T_m = 665.475 + 412.500 = 1077.975 \text{ kN}$$

$$T \text{ (복 선)} = T_f + T_m = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

6) 장대레일 중하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 2 \times 3 \times 29.950 = 179.700 \text{ kN}$$

$$T_f = T - \frac{1}{2} \mu_m \cdot R_m \geq T/2$$

$$= 179.70 - 234.675$$

$$= -54.98 < T/2 = 89.85$$

$$\therefore T_f = 89.85 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 2 \times 3 \times 24.950 = 149.700 \text{ kN}$$

$$T_m = \mu_m \cdot R_m \leq T/2$$

$$= 413.250 > T/2 = 74.850$$

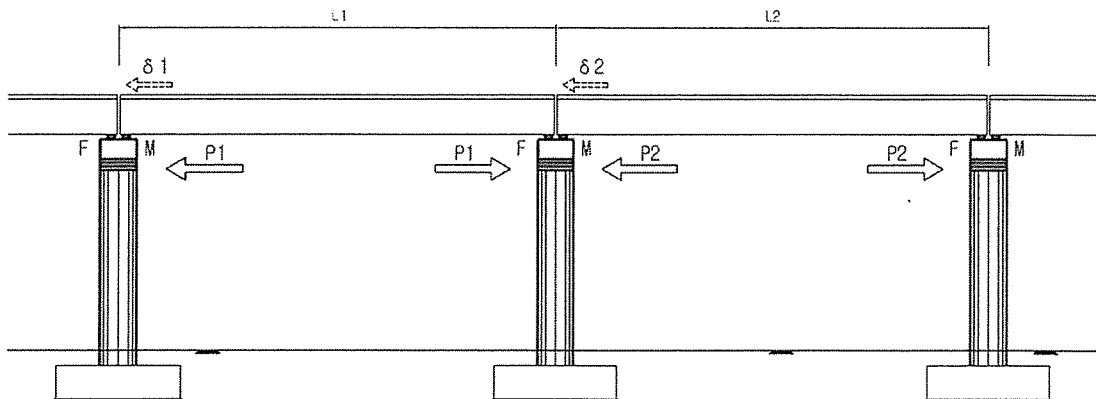
$$\therefore T_m = 74.85 \text{ kN}$$

$$T_L = T_b + T_c = 89.850 + 74.850 = 164.700 \text{ kN}$$

7) 온도 하중

; 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다.

; 단경간 연속교의 경우 전.후 경간의 온도하중의 방향이 반대이므로 고정단에 작용하는 수평력과 가동단에 작용하는 수평력의 차를 사용한다.



▶ 받침 마찰계수; 0.150

가) 상부 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$T_{s1} = 3129.00 \times 0.150 = 469.350 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = 2755.00 \times 0.150 = 413.250 \text{ kN}$$

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$Ts1' = 4507.71 \times 0.150 = 676.156 \text{ kN}$$

$$Ts2' = 4396.82 \times 0.150 = 659.523 \text{ kN}$$

다) 온도변화에 의한 수평력산정

$$\delta = \Delta t \times \alpha \times L$$

여기서 Δt : 온도변화

$\alpha 1$: 강합성교의 선팽창계수 (0.000012)

$\alpha 2$: 콘크리트교의 선팽창계수 (0.000010)

$$\therefore \delta 1 = 15 \times 0.00001 \times 29.000 = 0.00435 \text{ m}$$

$$\therefore \delta 2 = 15 \times 0.00001 \times 24.000 = 0.0036 \text{ m}$$

▶ 등가수평력

$$\delta 1 = [P \cdot L^3] / [3 \cdot E \cdot I]$$

$$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 626.616 \text{ kN}$$

여기서 E : 27500 MPa

I : 3.017 m⁴

L : 12.000 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	469.350	626.616	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용
고정하중+열차하중+시제동하중	676.156	1292.091	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용

$$\delta 2 = [P \cdot L^3] / [3 \cdot E \cdot I]$$

$$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 518.579 \text{ kN}$$

여기서 E : 27500 MPa

I : 3.017 m⁴

L : 12.000 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	413.250	518.579	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용
고정하중+열차하중+시제동하중	659.523	931.079	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용

라) 적용온도하중

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 등가수평력이 작용할 경우 하중방향이 반대방향이므로 상쇄됨.

; 시점부 및 종점부 받침중 1개소만 등가수평력이 작용할 경우 가동단이 미끄러지므로

등가수평력중 작은값과 등가수평력 차이 값중 큰값을 적용

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 슈마찰력이 작용할 경우 슈마찰력중 큰 값을 적용.

; 시제동하중 작용시 적용 온도하중은 시제동하중에 의한 수평력을 제외하여 적용함.

구분	작용수평력	비고
고정하중	469.350	슈마찰력 : MAX(Ts1, Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	247.023	슈마찰력 : MAX(Ts1', Ts2')-시제동하중(순차적으로 가동)

8) 지진하중 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E}(\text{교축})$	$M_{0E}(\text{교축})$	비 고
기둥하단	1134.35	13265.48	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

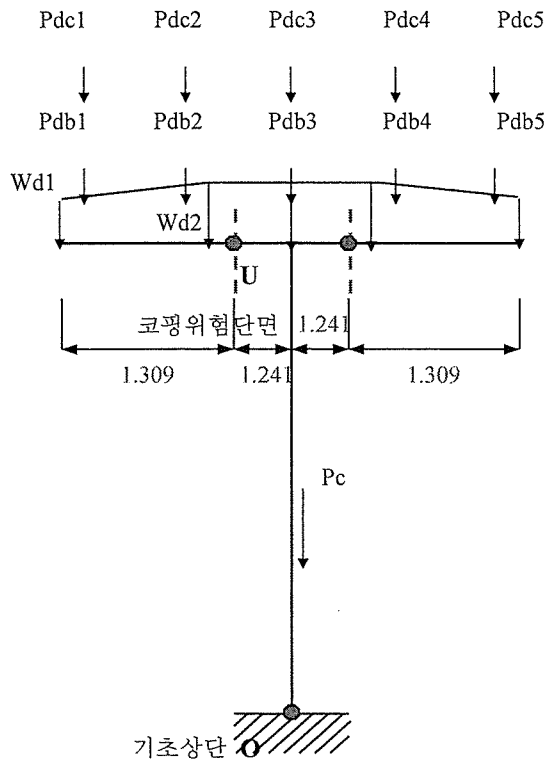
■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E}(\text{교축})$	$M_{0E}(\text{교축})$	비 고
기둥하단	2786.12	32581.88	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

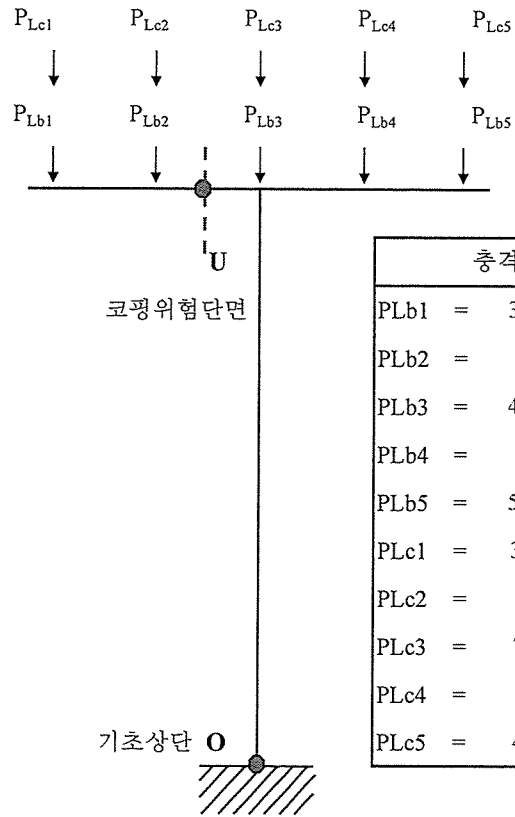
1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



Pdb1	=	1086.00	kN
Pdb2	=	0.00	kN
Pdb3	=	1033.00	kN
Pdb4	=	0.00	kN
Pdb5	=	1010.00	kN
Pdc1	=	946.00	kN
Pdc2	=	0.00	kN
Pdc3	=	867.00	kN
Pdc4	=	0.00	kN
Pdc5	=	942.00	kN
Wd1	=	82.320	kN/m
Wd2	=	137.200	kN/m
Pc	=	1508.593	kN

구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	1086.000	0.459	1086.000	498.781	1.700	1086.000	1846.200
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	1033.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	1033.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	1010.000	0.459	1010.000	463.875	-1.700	1010.000	-1717.000
Pcd1	946.000	0.459	946.000	434.481	1.700	946.000	1608.200
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	867.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	867.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	942.000	0.459	942.000	432.644	-1.700	942.000	-1601.400
Wd1	109.76	0.609	115.248	70.21856701	0.000	230.496	0.000
Wd2	137.200	0.130	35.57353216	4.611793696	0.000	411.600	0.000
Pc	1508.593	-1.241	0.000	0	0.000	1508.593	0.000
합 계			2246.82	1008.092		8034.689	136.000

2-2) 활 하중 (L.C 2-2): 단선



충격 미고려시		충격고려시(모멘트)	
PLb1	= 334.489 kN	PLb1	= 362.584 kN
PLb2	= 0.000 kN	PLb2	= 0.000 kN
PLb3	= 419.925 kN	PLb3	= 459.024 kN
PLb4	= 0.000 kN	PLb4	= 0.000 kN
PLb5	= 507.229 kN	PLb5	= 557.098 kN
PLc1	= 309.90 kN	PLc1	= 342.72 kN
PLc2	= 0.00 kN	PLc2	= 0.00 kN
PLc3	= 702.03 kN	PLc3	= 789.25 kN
PLc4	= 0.00 kN	PLc4	= 0.00 kN
PLc5	= 451.53 kN	PLc5	= 509.85 kN

▶ 충격 미고려시

구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	334.489	0.459	334.489	153.625	1.700	334.489	568.631
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	419.925	-1.241	0.000	0.000	0.000	419.925	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	507.229	0.459	507.229	232.962	-1.700	507.229	-862.290
PLc1	309.900	0.459	309.900	142.332	1.700	309.900	526.830
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	702.035	-1.241	0.000	0.000	0.000	702.035	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	451.531	0.459	451.531	207.380	-1.700	451.531	-767.603
합 계			958.761	440.342		2725.109	534.432

Moy= -100.911 kN·m

Ho= 0.000 kN

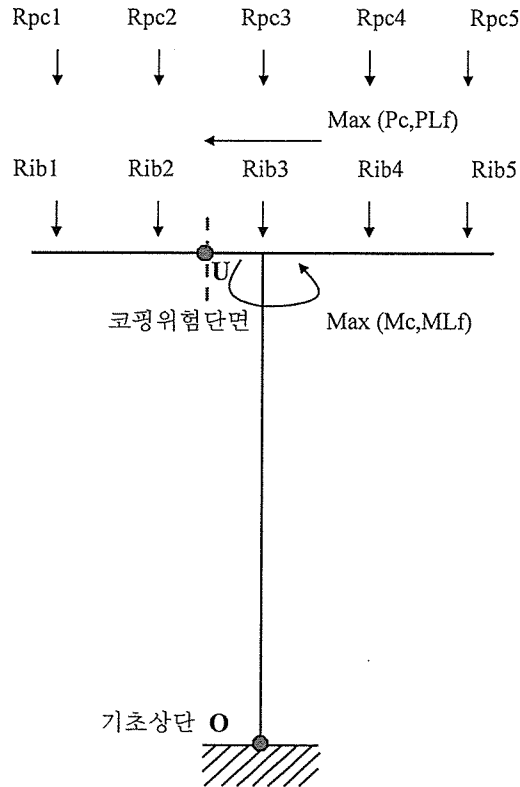
▶ 충격 고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	362.584	0.459	362.584	166.529	1.700	362.584	616.393
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	459.024	-1.241	0.000	0.000	0.000	459.024	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	557.098	0.459	557.098	255.865	-1.700	557.098	-947.067
PLc1	342.718	0.459	342.718	157.404	1.700	342.718	582.620
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	789.251	-1.241	0.000	0.000	0.000	789.251	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	509.854	0.459	509.854	234.167	-1.700	509.854	-866.751
합 계			1066.952	490.032		3020.530	614.806

Moy= -131.558 kN·m

Ho= 0.000 kN

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (단선)

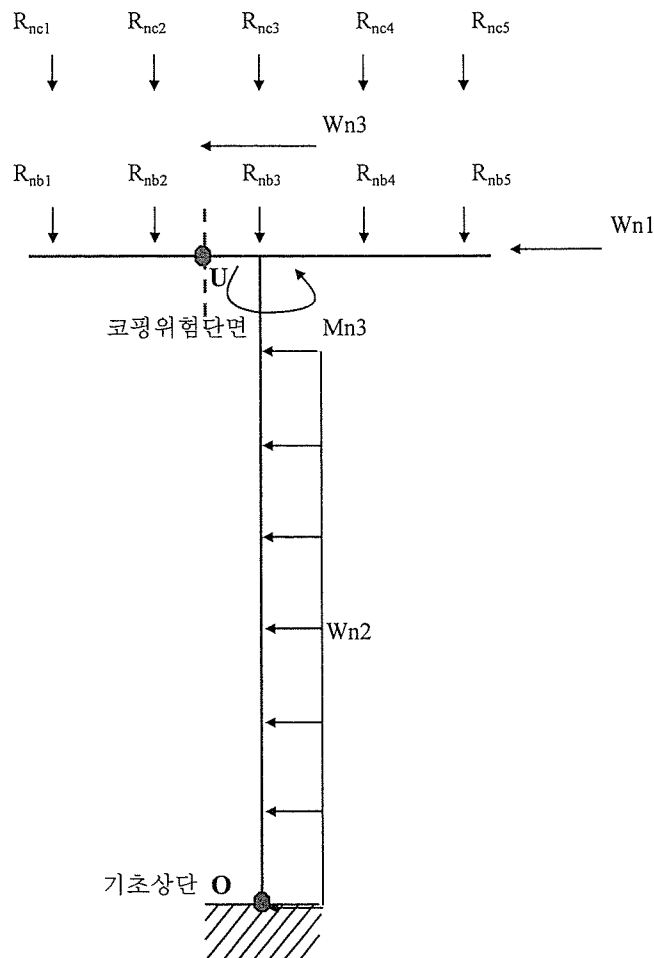
Pc	=	193.886	kN
Mc	=	1087.312	kN·m

Max (PLf, Pc)	=	193.886	kN
Max (MLf, Mc)	=	1087.312	kN·m

Rib1	=	143.586	kN
Rib2	=	0.000	kN
Rib3	=	0.000	kN
Rib4	=	0.000	kN
Rib5	=	-143.586	kN
Rpc1	=	176.211	kN
Rpc2	=	0.000	kN
Rpc3	=	0.000	kN
Rpc4	=	0.000	kN
Rpc5	=	-176.211	kN

구 분	하 중	코평 (점U)에 작용하는 단면력			기초상면 (점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	143.586	0.459	143.586	65.947	1.700	143.586	244.097
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	-143.586	0.459	-143.586	-65.947	-1.700	-143.586	244.097
Pcd1	176.211	0.459	176.211	80.931	1.700	176.211	299.560
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	-176.211	0.459	-176.211	-80.931	-1.700	-176.211	299.560
Pc	193.886	-	-	-	12.000	-	2326.632
합 계			319.798	146.877		0.000	3413.944

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

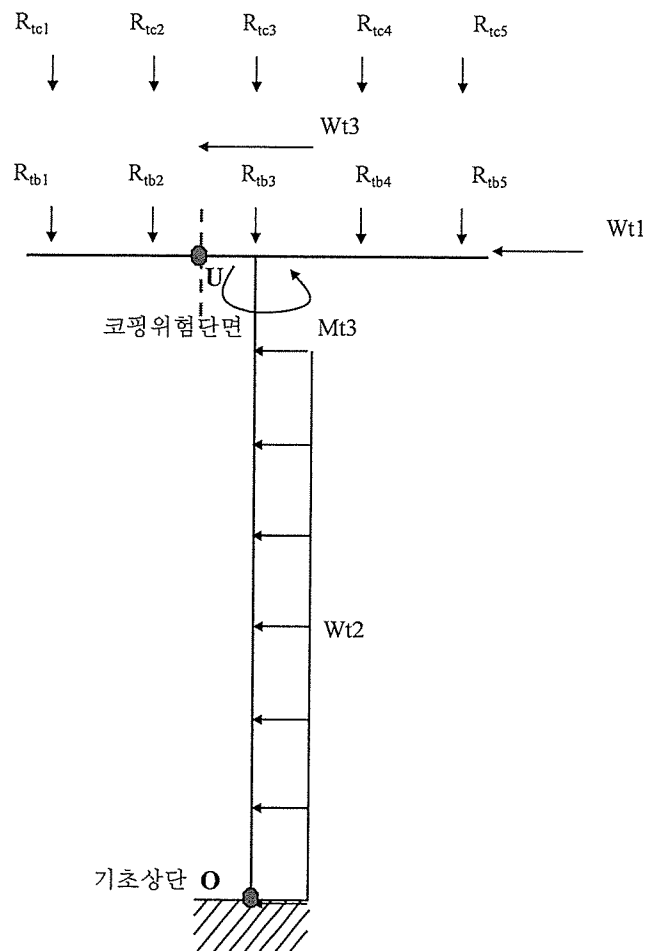


W_{n1}	=	16.800	kN
W_{n2}	=	5.040	kN/m
W_{n3b}	=	231.768	kN
W_{n3c}	=	198.689	kN
M_{n3}	=	1332.214	kN·m

R_{nb1}	=	213.329	kN
R_{nb2}	=	0.000	kN
R_{nb3}	=	0.000	kN
R_{nb4}	=	0.000	kN
R_{nb5}	=	-213.329	kN
R_{nc1}	=	178.499	kN
R_{nc2}	=	0.000	kN
R_{nc3}	=	0.000	kN
R_{nc4}	=	0.000	kN
R_{nc5}	=	-178.499	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
R_{nb1}	213.329	0.459	213.329	97.978	1.700	213.329	362.659
R_{nb2}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
R_{nb3}	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
R_{nb4}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
R_{nb5}	-213.329	0.459	-213.329	-97.978	-1.700	-213.329	362.659
R_{nc1}	178.499	0.459	178.499	81.981	1.700	178.499	303.448
R_{nc2}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
R_{nc3}	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
R_{nc4}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
R_{nc5}	-178.499	0.459	-178.499	-81.981	-1.700	-178.499	303.448
W_{n1}	16.80	-	-	-	12.000	-	201.600
W_{n2}	50.40	-	-	-	5.000	-	252.000
W_{n3}	430.46	-	-	-	12.000	-	5165.484
합 계	497.657		391.828	179.960		0.000	6951.298

5) 풍 하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

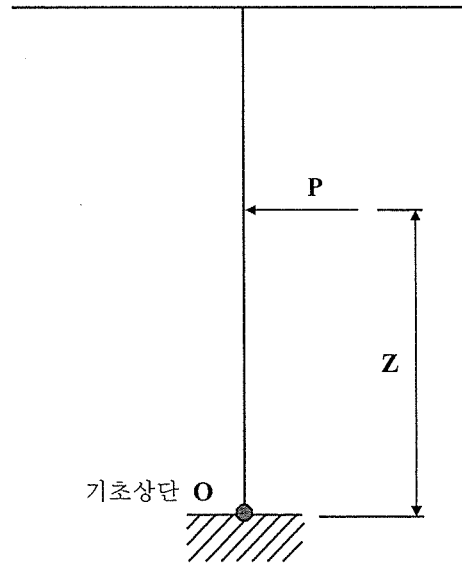


Wt1	=	8.400	kN
Wt2	=	2.520	kN/m
Wt3b	=	163.033	kN
Wt3c	=	138.622	kN
Mt3	=	681.315	kN·m

Rtb1	=	200.387	kN
Rtb2	=	0.000	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	0.000	kN
Rtb5	=	-200.387	kN
Rtc1	=	167.325	kN
Rtc2	=	0.000	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	0.000	kN
Rtc5	=	-167.325	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rtb1	200.387	0.459	200.387	92.034	1.700	200.387	340.658
Rtb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb5	-200.387	0.459	-200.387	-92.034	-1.700	-200.387	340.658
Rtc1	167.325	0.459	167.325	76.849	1.700	167.325	284.453
Rtc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc5	-167.325	0.459	-167.325	-76.849	-1.700	-167.325	284.453
Wt1	8.40	-	-	-	12.000	-	100.800
Wt2	25.20	-	-	-	5.000	-	126.000
Wn3	301.66	-	-	-	12.000	-	3619.860
합 계	335.255		367.712	168.884		0.000	5096.880

6) 유수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	2.500	m

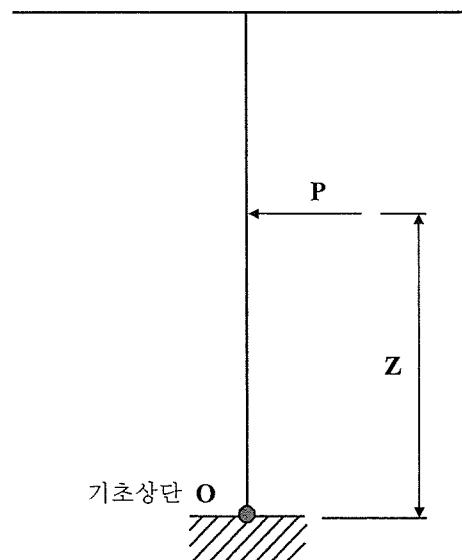
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 0.000 \times 2.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 0.000 \text{ kN}$$

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	4.300	m

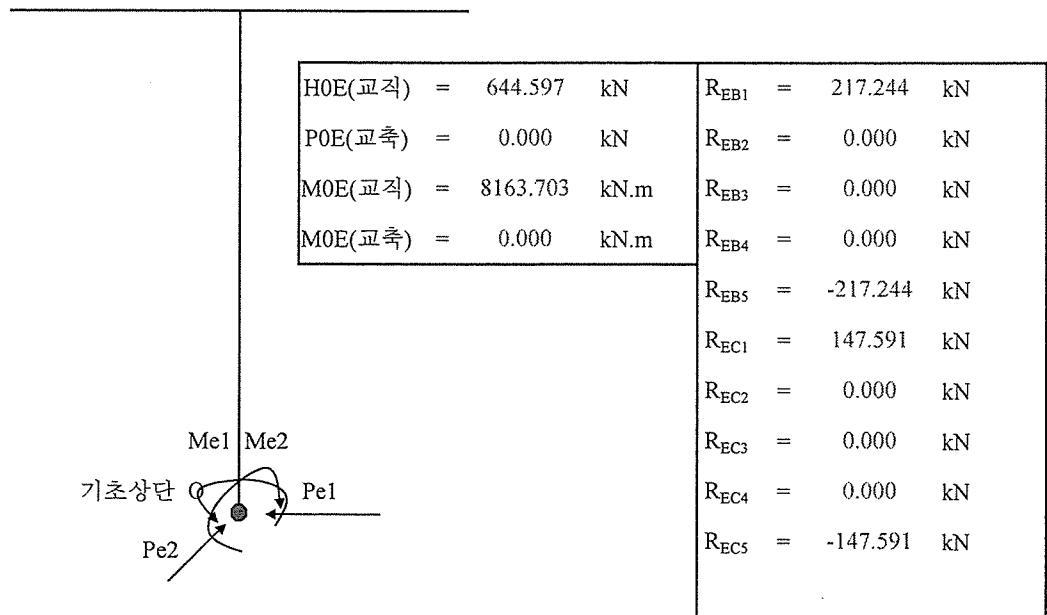
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 1000.000 \times 4.300 = 4300.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

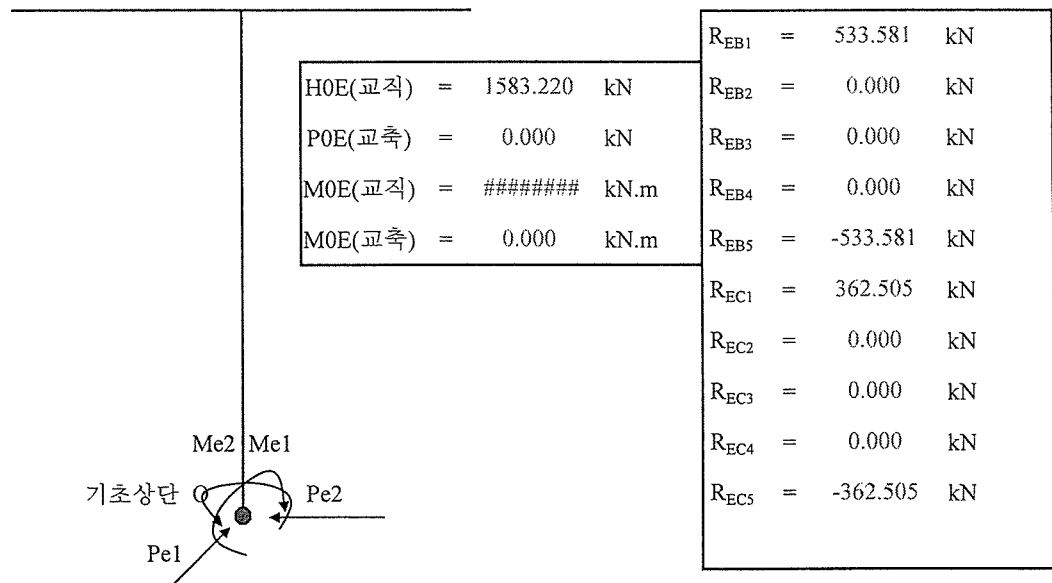
$$H_o = 1000.000 \text{ kN}$$

8) 지진하중 (L.C 8) : 100년



구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	217.244	0.459	217.244	99.776	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-217.244	0.459	-217.244	-99.776	-	-	-
REC1	147.591	0.459	147.591	67.786	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-147.591	0.459	-147.591	-67.786	-	-	-
He1	644.597	-	-	-	-	-	8163.703
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			364.835	167.562			

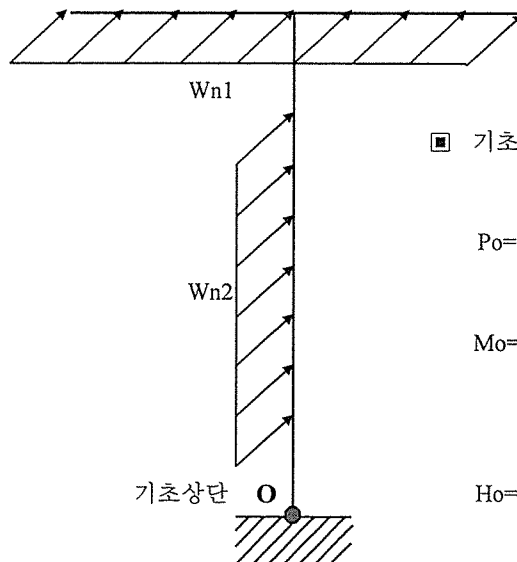
9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	533.581	0.459	533.581	245.065	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-533.581	0.459	-533.581	-245.065	-	-	-
REC1	362.505	0.459	362.505	166.492	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-362.505	0.459	-362.505	-166.492	-	-	-
He1	1583.220	-	-	-	-	-	20051.200
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			896.086	411.557			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



W_{n1}	=	5.506	kN/m
W_{n2}	=	5.040	kN/m

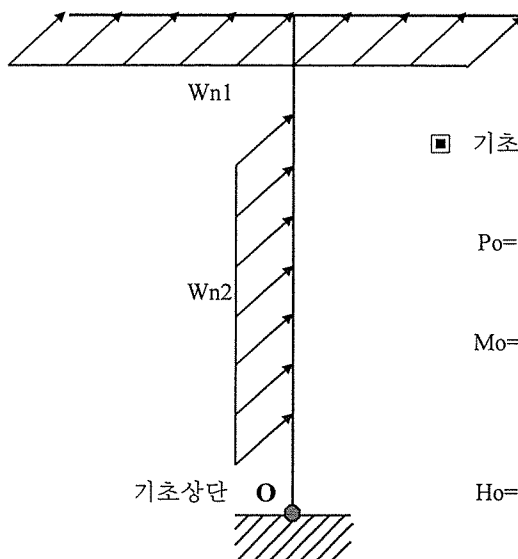
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 28.081 \times 11.000 + 50.400 \times 5.000 = 560.887 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 78.4806 \text{ kN}$$

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



W_{n1}	=	2.753	kN/m
W_{n2}	=	2.520	kN/m

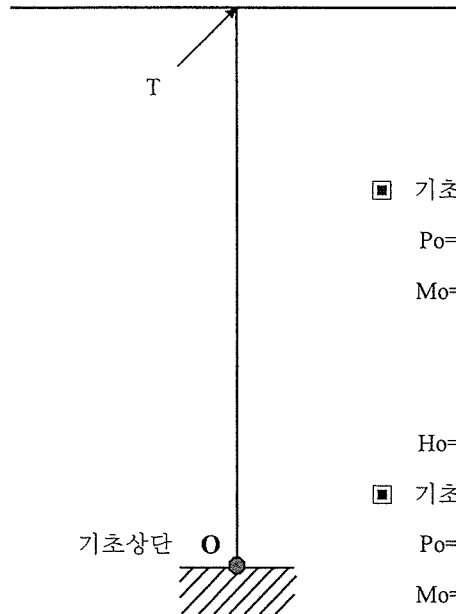
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 14.040 \times 11.000 + 25.200 \times 5.000 = 280.443 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 39.2403 \text{ kN}$$

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f\text{복선}}$	=	0.000	kN
$T_{m\text{복선}}$	=	0.000	kN
$T_{f\text{단선}}$	=	665.475	kN
$T_{m\text{단선}}$	=	412.500	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_o &= 0.000 \times 12.550 + \\ &\quad 0.000 \times 12.400 \\ &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 0.00 \text{ kN}$$

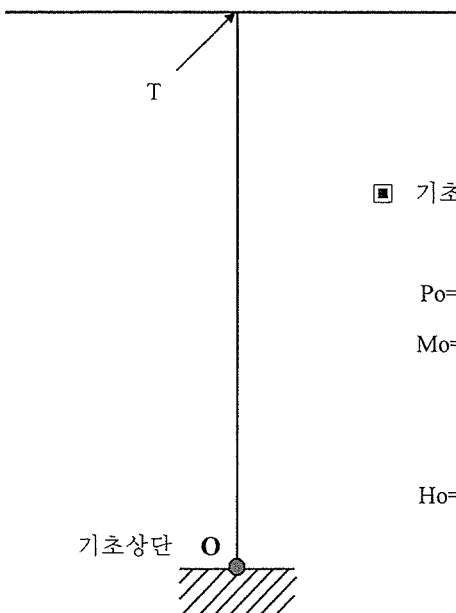
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_o &= 665.475 \times 12.550 + \\ &\quad 412.500 \times 12.400 \\ &= 13466.711 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 1077.98 \text{ kN}$$

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	89.850	kN
T_m	=	74.850	kN

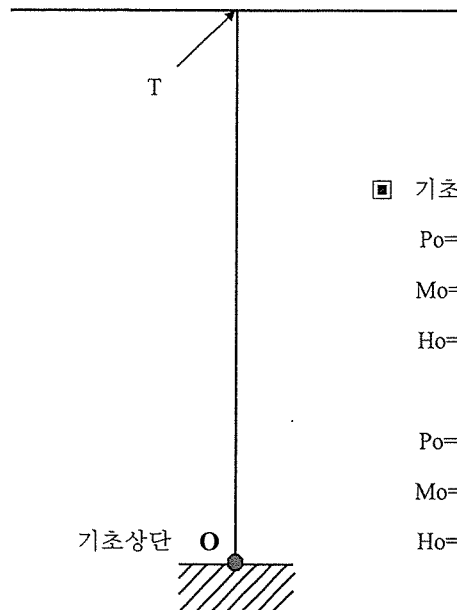
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_o &= 89.850 \times 12.550 + \\ &\quad 74.850 \times 12.400 \\ &= 2055.758 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 164.700 \text{ kN}$$

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	469.350	kN
시제동하중 작용시	=	247.023	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 469.350 \times 12.550 = 5890.343 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

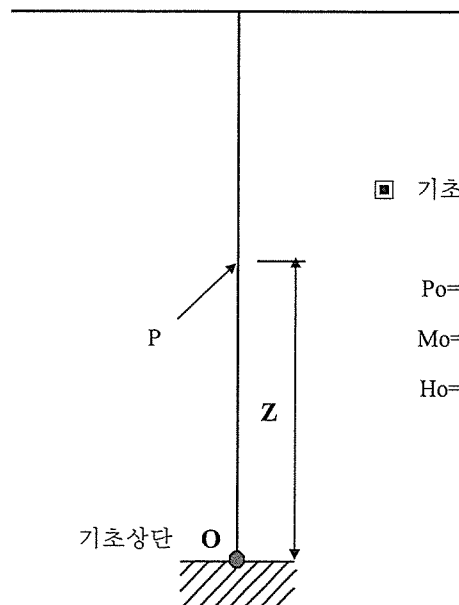
$$H_o = 469.350 \text{ kN}$$

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 247.023 \times 12.550 = 3100.144 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 247.023 \text{ kN}$$

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	4.300	M

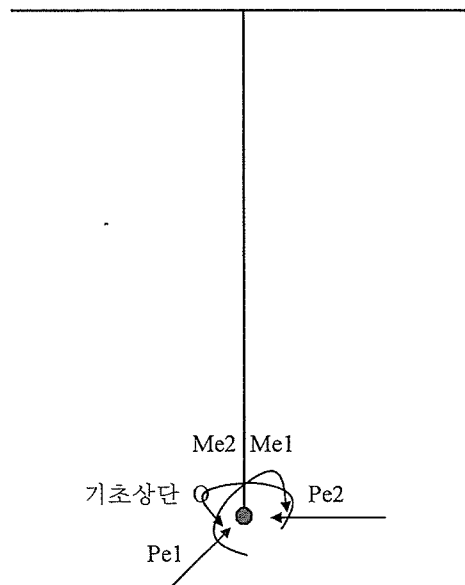
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 500.000 \times 4.300 = 2150.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 500.000 \text{ kN}$$

7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

Pe2= 0.000 kN

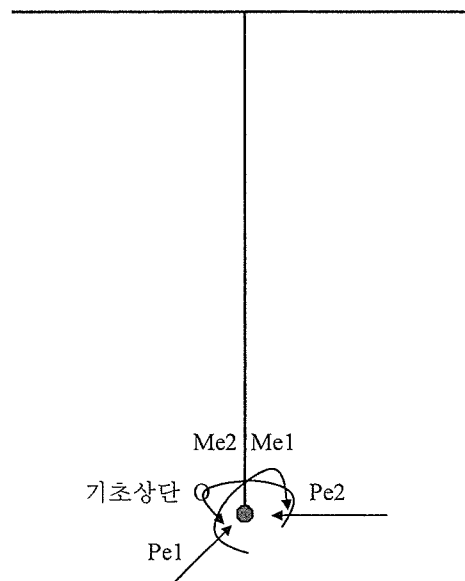
He1= 1134.350 kN·m

He2= 0.000 kN·m

Me1= ##### kN

Me2= 0.000 kN

8) 지진하중 (L.C 17) : 1000년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

Pe2= 0.000 kN

He1= 2786.124 kN·m

He2= 0.000 kN·m

Me1= ##### kN

Me2= 0.00 kN

5-1. 단면력 및 하중조합

5-1.1 COPING

1) 각 하중별 단면력

			(COPING)		
하 중 경 우			전단력(P) (kN)	모멘트(M) (kN·m)	비 고
Load Case 1	고 정 하 중 + 자 중		2,247	1,008	
Load Case 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	43	20	단선교량
		충격 고려시	43	20	단선교량
Load Case 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	959	440	
		충격 고려시	1,067	490	
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	7	3	단선교량
Load Case 3-2		단 선	320	147	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)		392	180	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)		368	169	
Load Case 6	유 수 압		-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중		-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)		365	168	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)		896	412	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)														
하중 경우	고정 하중 + 자중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수 압	충돌 에 의 한 하 중	지진 하중 (100)	지진 하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차 가 없 을 때	열차 가 있 을 때							
comb 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	2,297	1,031	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	3,634	1,645	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	2,639	1,188	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	2,665	1,200	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	4,001	1,814	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	2,290	1,028	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	3,314	1,498	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	2,639	1,188	

3) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

(COPING)

하 중 경 우	고정 하중 + 자중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수 압	충돌 에 의 한 하 중	지진 하중 (100)	지진 하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때							
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	3,123	1,402	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	5,439	2,466	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	3,676	1,650	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	5,814	2,632	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	3,103	1,393	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	4,975	2,253	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	3,562	1,604	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	3,600	1,621	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	5,455	2,473	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	3,094	1,389	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	4,527	2,047	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	3,166	1,426	
comb 23	1.00	-	0.91	-	-	-	-	1.00	-	1.00		3,484	1,576	운행성
comb 24	1.00	-	0.91	-	-	-	-	1.00	-		1.00	4,015	1,820	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.91=(1/(1+충격계수))

5-1.2 기초상면

1) 각 하중별 단면력

(기초상면)

하 중 경 우				교직 수평력 (kN)	교축 수평력 (kN)	연직력 (kN)	교직 모멘트 (kN·m)	교축 모멘트 (kN·m)
교직 방향	L.C 1	고 정 하 중 + 자 중		-	-	8,035	136	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	64	73	32
			충격 고려시	-	-	64	73	32
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	2,725	534	101
			충격 고려시	-	-	3,021	615	132
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	4	-	-	77	-
	L.C 3-2		단 선	194	-	-	3,414	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		498	-	-	6,951	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		335	-	-	5,097	-
교직 방향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	4,300	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		645	-	-	8,164	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		1,583	-	-	20,051	-
교축 방향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	78	-	-	561
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	39	-	-	280
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	-	-	-	-
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	1,078	-	-	13,467
	L.C 13	장대레일중하중		-	165	-	-	2,056
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	469	-	-	5,890
			시제동하중 작용	-	247	-	-	3,100
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	2,150
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	1,134	-	-	13,265
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	2,786	-	-	32,582

2) 하중조합에 의한 단면력

가. 사용하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중 조합	교 축 직 각 방 향										교 축 방 향							비 고
	고정 하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중	시동및제동 하중		장대 레일 종하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중		
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때				복선	단선						
combo 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2	
combo 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2	
combo 3	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3	
combo 4	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3	
combo 5	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.4	
combo 6	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00		1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5	
combo 7	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5	
combo 8	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7	
combo 9	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7	
combo 10	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.8	

구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 1	8,098	4	286	-	32	
combo 2	11,055	194	4,165	-	132	
combo 3	8,098	4	286	469	5,922	
combo 4	11,055	194	4,165	469	6,022	
combo 5	8,035	498	7,087	548	6,451	
combo 6	8,098	340	5,383	451	5,468	
combo 7	11,055	529	9,262	1,529	19,035	
combo 8	8,098	1,000	4,509	500	2,182	
combo 9	11,055	1,000	5,051	500	2,282	
combo 10	8,035	1,498	11,387	578	2,711	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중 경우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향							
	고정 하중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)	
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때					복선	단선						
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-	
comb 23	1.00	-	0.91	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00		
comb 24	1.00	-	0.91	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-		
comb 25	1.00	-	0.91	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 26	1.00	-	0.91	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 $0.91 = (1/(1+\text{충격계수}))$

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 11	10,965	6	422	-	59	철설기 8.3.1
comb 12	16,435	262	5,930	-	243	철설기 8.3.1
comb 13	12,957	7	458	-	51	철설기 8.3.2
comb 14	17,688	310	6,664	-	210	철설기 8.3.2
comb 15	10,936	6	390	634	7,997	철설기 8.3.3
comb 16	15,076	262	5,653	634	8,136	철설기 8.3.3
comb 17	10,847	672	9,568	740	8,709	철설기 8.3.4
comb 18	10,936	459	7,271	617	7,486	철설기 8.3.5
comb 19	15,076	714	12,534	2,126	26,479	철설기 8.3.5
comb 20	10,936	1,350	6,090	675	2,947	철설기 8.3.7
comb 21	15,076	1,350	6,849	675	3,087	철설기 8.3.7
comb 22	9,642	1,797	13,665	694	3,253	철설기 8.3.8
comb 23	10,783	-	695	1,134	13,385	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 24	10,783	645	8,859	-	120	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 25	10,783	-	695	2,786	32,702	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 26	10,783	1,583	20,747	-	120	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

다. 최소축하중, 최대편심에 대해 설계할 경우

(기초상면)

하중 경우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향						
	고정 하중	활하중 (충격고려)		황하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)
		복선	단선	복선	단선	열차 가없을 때	열차 가있을 때					복선	단선					
comb 27	0.80	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 28	0.80	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 29	0.80	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 30	0.80	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 31	0.80	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 32	0.80	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 33	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 34	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 35	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 36	0.80	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 37	0.80	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 38	0.90	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 39	1.00	-	0.91	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 40	1.00	-	0.91	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 41	1.00	-	0.91	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 42	1.00	-	0.91	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 $0.91 = (1/(1+\text{충격계수}))$

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 27	6,545	6	348	-	59	철설기 8.3.1
comb 28	12,016	262	5,855	-	243	철설기 8.3.1
comb 29	6,530	7	349	-	51	철설기 8.3.2
comb 30	11,261	310	6,555	-	210	철설기 8.3.2
comb 31	6,517	6	315	634	7,997	철설기 8.3.3
comb 32	10,656	262	5,578	634	8,136	철설기 8.3.3
comb 33	6,428	672	9,493	740	8,709	철설기 8.3.4
comb 34	6,517	459	7,196	617	7,486	철설기 8.3.5
comb 35	10,656	714	12,459	2,126	26,479	철설기 8.3.5
comb 36	6,517	1,350	6,016	675	2,947	철설기 8.3.7
comb 37	10,656	1,350	6,775	675	3,087	철설기 8.3.7
comb 38	7,231	1,797	13,624	694	3,253	철설기 8.3.8
comb 39	10,783	-	695	1,134	13,385	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 40	10,783	645	8,859	-	120	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 41	10,783	-	695	2,786	32,702	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 42	10,783	1,583	20,747	-	120	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

라. 기초 검토 하중

(기초상면)

하 중 경 우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향							
	고정 하중	활하중 (충격미고 려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)	
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때					복선	단선						
comb 43	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 44	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 45	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 46	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 47	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 48	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	
comb 49	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	-	
comb 50	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 51	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 52	1.00	-	-	-	-	1.20	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 53	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00		
comb 54	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-		
comb 55	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 56	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	

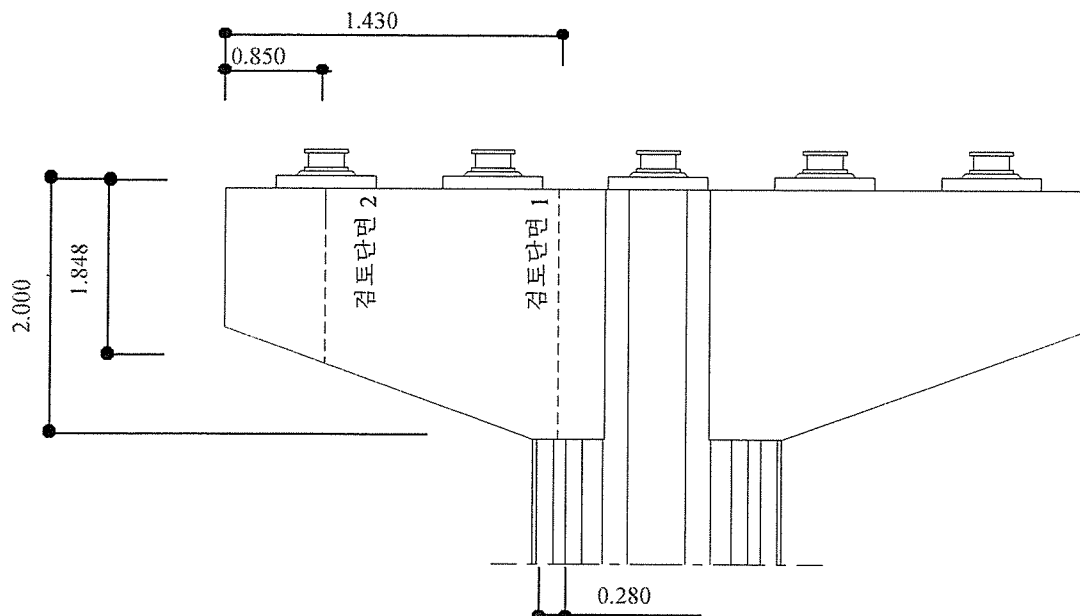
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 43	8,098	4	286	-	32	철설기 8.3.1
combo 44	10,760	194	4,084	-	101	철설기 8.3.1
combo 45	8,098	4	286	469	5,922	철설기 8.3.3
combo 46	10,760	194	4,084	469	5,991	철설기 8.3.3
combo 47	8,035	498	7,087	548	6,451	철설기 8.3.4
combo 48	8,098	340	5,383	451	5,468	철설기 8.3.5
combo 49	10,760	529	9,181	1,529	19,004	철설기 8.3.5
combo 50	8,098	1,000	4,509	500	2,182	철설기 8.3.7
combo 51	10,760	1,000	4,970	500	2,251	철설기 8.3.7
combo 52	8,035	1,597	12,778	594	2,823	철설기 8.3.8
combo 53	10,760	-	670	1,134	13,366	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
combo 54	10,760	645	8,834	-	101	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
combo 55	10,760	-	670	2,786	32,683	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
combo 56	10,760	1,583	20,722	-	101	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

6. Coping 설계

6.1 단면력 집계

; 원형기둥을 포함하는 경우는 기둥에서 D/10만큼 들어간 위치에서 검토한다.

구 분		하 중 조 합	COPING 단면력	비 고
사용하중	최대모멘트	comb 5	1,814	
계수하중	최대모멘트	comb 14	2,632	
	최대전단력	comb 14	5,814	



6. 코핑 단면 검토

6.1 Deep Beam 검토

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.84$ $\Phi_f = 0.90$ $\Phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2,800	2,000	1,850	150	2,632	5,814	1,814

$L_n = 1160.00 \text{ mm}$ $L_n/D = 1160.00 / 1850.00 = 0.627 < 4$

∴ DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	21	EA =	10,641 mm ² ,	d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	25	-	21	EA =	10,641 mm ² ,	d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	- mm ² ,	d2 =	300 mm

→ Use As (total) = 21281.400 mm² [사용률 5.353 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 119.224 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a/k_1) - d_c) / (a/k_1) = 0.03592 > 0.004 \text{ - O.K. -}$

$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.90$ 적용

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\{f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$$

→ Req $A_s = 3975.891 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 207.325 \text{ mm}^2$$

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.0034$$

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 18.130 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4/3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5.301 \text{ mm}^2$$

∴ $P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max}$ -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 119.224 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 12954.669 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 2632.003 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 4.922] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

2) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 2800.0 \times 1850.00 / 1000 = 4019.37 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 4019.37 < V_u = 5813.714 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요함!!}$$

$$\Phi V_{\max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}} / 6) \cdot b_w \cdot d = 20096.854 \text{ kN} > 5813.714 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 전단철근량 산정

$$\text{수직 전단철근량 : } A_v, \text{ 간격 : } S_v \Rightarrow A_{v_{\min}} = 0.0025 \times b \times S_v, \quad S_v \leq (d/5, 300\text{mm})$$

$$\text{수평 전단철근량 : } A_h, \text{ 간격 : } S_h \Rightarrow A_{v_{\min}} = 0.0015 \times b \times S_h, \quad S_h \leq (d/5, 300\text{mm})$$

$$V_u = \Phi V_n = \Phi(V_c + V_s)$$

$$S_v = 200 \text{ mm} \leq d/5, 300\text{mm} = 200 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$d/5 = 1850.0 / 5 = 370 \text{ mm}$$

$$\text{H 19 사용, } A_v = 6 \times 287 = 1,719 \text{ mm}^2 \geq 0.0025 \times b \times S_v \quad \therefore \text{O.K}$$

$$0.0025 \times b \times S_v = 0.0025 \times 2800 \times 200 = 1,400 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{H19 - 6 EA } S = 200 \text{ mm 로 배근}$$

$$S_h = 200 \text{ mm} \leq d/5, 300\text{mm} = 200 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$d/5 = 1850.0 / 5 = 370.000 \text{ mm}$$

$$\text{H 19 사용, } A_h = 6 \times 286.500 = 1719.000 \text{ mm}^2 \geq 0.0015 \times b \times S_h \quad \therefore \text{O.K}$$

$$0.0015 \times b \times S_h = 0.0015 \times 2800 \times 200.00 = 840.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{H19 - 6 EA } S = 200.00 \text{ mm 로 배근}$$

$$\Phi V_s = \Phi \{ A_v / S_1 \times (1 + \ln/d) / 12 + A_h / S_2 \times (11 - \ln/d) / 12 \} f_y \times d = 5406.255 \text{ kN}$$

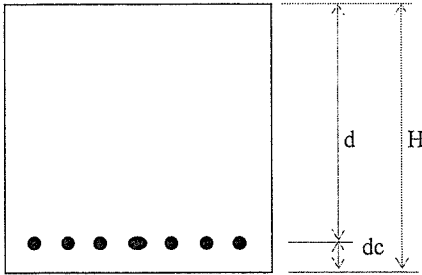
- 전단강도검토

$$V_u = 5813.714 \text{ kN} < \Phi(V_c + V_s) = 4019.37 + 5406.255 = 9425.626 \text{ kN}$$

$\therefore \text{O.K}$

3) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2,000	mm,	$B =$	2,800	mm ,
$d =$	1,850	mm,	$dc =$	150	mm ,
$M_o =$	1,814	kN·m,	$A_s =$	21,281	mm ²
$N =$	21		$n =$	7	

- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= & 394 \text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= & 50 \text{ MPa} \\
 f_{st} &= f_s (H - Dc_{min} - x) / (D - x) &= & 51 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= 100 - 25 / 2 &= & 88 \text{ mm} \\
 S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] &= & 1,228 \text{ mm} \\
 \text{최외단철근 평균배근간격;} & 2800 / 21 = 133.3 \text{ mm} < 1228 \text{ mm} && \text{OK!!}
 \end{aligned}$$

6.2 지점부 (corbel 검토)

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.84$ $\Phi_f = 0.75$ $\Phi_v = 0.75$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2800.00	2000.00	1850.00	150.00	2632.003	5813.714	1813.885

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

$V_u = 5813.714 \text{ kN}$
 $M_u = 2632.003 \text{ kN·m}$

나) corbel 판정

$a = M_u / V_u = 2632.003 / 5813.714 = 0.453 \text{ m}$
 $d = 2.000 - 0.150 = 1.850 \text{ m}$
 $a / d = 0.453 / 1.850 = 0.245 < 1.0$ ∴ corbel로 검토

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$V_u = 5813.714 \text{ kN}$
 $N_u = 0.2 \times V_u = 0.2 \times 5813.714 = 1162.743 \text{ kN}$
 $M_u = M_u + N_u \times (H - D)$
 $= 2632.003 + 1162.743 \times (2.000 - 1.850)$
 $= 2806.414 \text{ kN·m}$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$$V_{n_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d$$

$$\leq 0.2 \times 30 \times 2.800 \times 1.850 = 31,080 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2.800 \times 1.850 = 29,008 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 29008.00 = 21756.000 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 21.756 \text{ kN} > V_u = 5.814 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{5.813,714}{0.75 \times 400 \times 1.4}$$

$$= 13,842 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 2,806 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$a = \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}, \quad M_n = \frac{M_u}{\Phi} = A_f \times f_y \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{27}{0.006} = 4,775 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 1,163 \text{ kN}$$

$$A_n = \frac{N_u}{\Phi \times f_y} = \frac{1,163}{0.75 \times 400}$$

$$= 3875.810 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$$A_s \geq (A_f + A_n), (2/3 A_{vf} + A_n), (0.04 \times f_{ck} / f_y \times b \times d)$$

$$\geq 4775 + 3876 = 8,651 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 13842 + 3876 = 13,104 \text{ mm}^2$$

$$\geq 0.04 \times 30 / 400 \times 2800 \times 1850 = 15,540 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 15,540 \text{ mm}^2$$

Use A_s (1단) :	H 25	- 21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d1 = 100 mm
Use A_s (2단) :	H 25	- 21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d2 = 200 mm
Use A_s (3단) :	H 0	- 0	EA	=	0.000 mm ²	,	d2 = 300 mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 21281.400 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.369 \text{]}$$

- O.K -

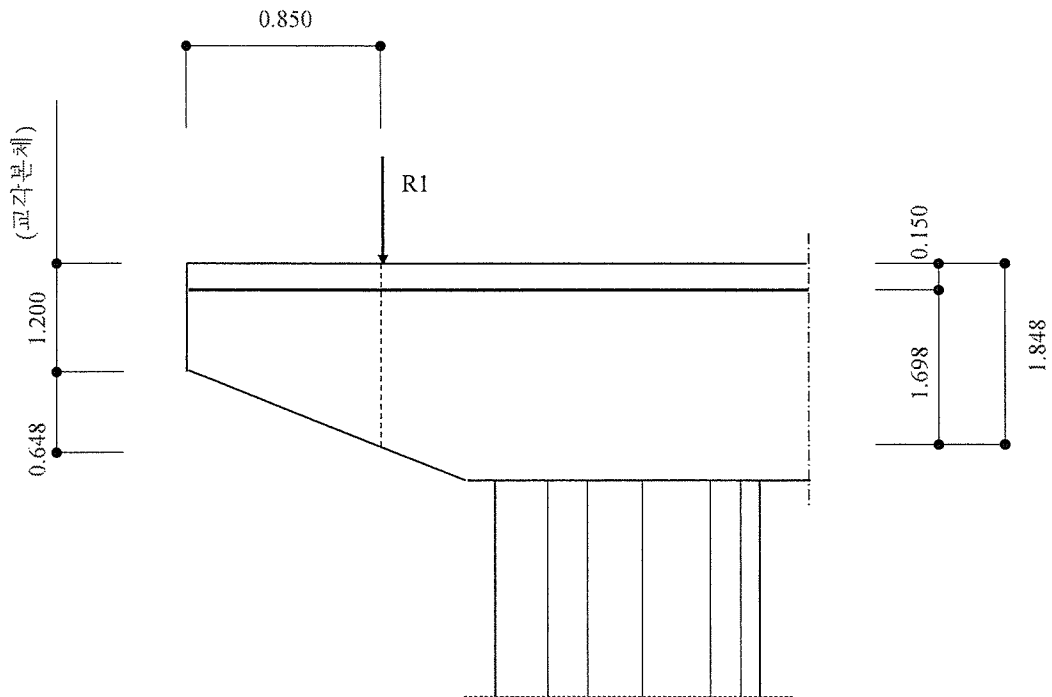
바) 폐쇄 스토퍼립, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (15,540 - 3,876) = 5,832 \text{ mm}^2$$

Use	H 19	- 6	EA	×	6 단	=	10,314 mm ²
-----	------	-----	----	---	-----	---	------------------------

∴ O.K!!

6.3 교좌부 (corbel 검토)



$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k1 = 0.84$ $\Phi_f = 0.75$ $\Phi_v = 0.75$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2800.00	1847.62	1697.62	150.00	128.579	2414.948	1813.885

1) 하중산정

가) 자중

$$\begin{aligned}
 W_{O1} &= 1.200 \times 0.850 \times 2.800 \times 24.500 = 69.972 \text{ kN} \\
 W_{O2} &= \frac{1}{2} \times 0.648 \times 0.850 \times 2.800 \\
 &\quad \times 24.500 = 18.881 \text{ kN} \\
 \Sigma &= 88.853 \text{ kN} \\
 \\
 M_{O1} &= 69.972 \times 0.425 = 29.738 \text{ kN.m} \\
 M_{O2} &= 18.881 \times 0.283 = 5.343 \text{ kN} \\
 \Sigma &= 35.082 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

나) 상부 고정하중

$$R_D = 1086.000 \text{ kN}$$

다) 상부 활하중

$$R_D = 334.489 \text{ kN}$$

라) 설계하중 ($1.6 \times \text{자중} + 1.6 \times \text{고정하중} + 1.6 \times \text{활하중}$)

$$\begin{aligned} V_u &= 1.6 \times 88.853 + 1.6 \times 1086.000 + 1.6 \times 334.489 \\ &= 2414.948 \text{ kN} \\ M_u &= 1.6 \times 35.082 \\ &= 56.130 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 적용범위 검토

$$\begin{aligned} a = M_u / V_u &= 56.130 / 2414.948 = 0.023 \text{ m} \\ d &= 1.848 - 0.150 = 1.698 \text{ m} \\ a / d &= 0.023 / 1.698 = 0.014 < 1 \quad \therefore \text{corbel로 검토} \end{aligned}$$

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_u &= 2414.948 \text{ kN} \\ N_u &= 0.2 \times V_u = 0.2 \times 2414.948 = 482.99 \text{ kN} \\ M_u &= M_u + N_u \times (H - D) \\ &= 56.130 + 482.990 \times (1.848 - 1.698) \\ &= 128.579 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$$V_{n_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d$$

$$\leq 0.2 \times 30 \times 2800.00 \times 1697.62 = 28520.000 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800.00 \times 1697.62 = 26618.667 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 26618.67 = 19964.000 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 19964.000 \text{ kN} > V_u = 2414.948 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4) \\ &= 2414948.000 / (0.75 \times 400 \times 1.4) \\ &= 5749.876 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 128.579 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$a = \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}, \quad M_n = \frac{M_u}{\Phi} = A_f \times f_y \times (d - a/2)$$

$$\begin{aligned} A_f &= \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)} \\ &= \frac{1.327}{0.006} = 236.782 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 482.99 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} A_n &= N_u / (\Phi \times f_y) = 482.99 / (0.75 \times 400) \\ &= 1609.967 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$$\begin{aligned}
 A_s &\geq (A_f + A_n), (2/3 A_{vf} + A_n), (0.04 \times f_{ck} / f_y \times b \times d) \\
 &\geq 236.782 + 1609.967 = 1846.749 \text{ mm}^2 \\
 &\geq 2/3 \times 5749.876 + 1609.967 = 5443.218 \text{ mm}^2 \\
 &\geq 0.04 \times 30 / 400.000 \times 2800.000 \times 1697.619 = 14260.000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\therefore A_s = 14260.000 \text{ mm}^2$$

Use A_s (1단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d1 =	100 mm
Use A_s (2단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d2 =	200 mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000 mm ²	,	d2 =	300 mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 21281.400 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.492 \text{]}$$

- O.K -

바) 폐쇄 스토퍼럼, 띠철근(A_h)의 설계

$$\begin{aligned}
 A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (14260.000 - 1609.967) \\
 &= 6325.017 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Use	H	19	-	6	EA	×	5	단	=	8595.000 mm ²	∴ O.K!!
-----	---	----	---	---	----	---	---	---	---	--------------------------	---------

7.기 등 설계

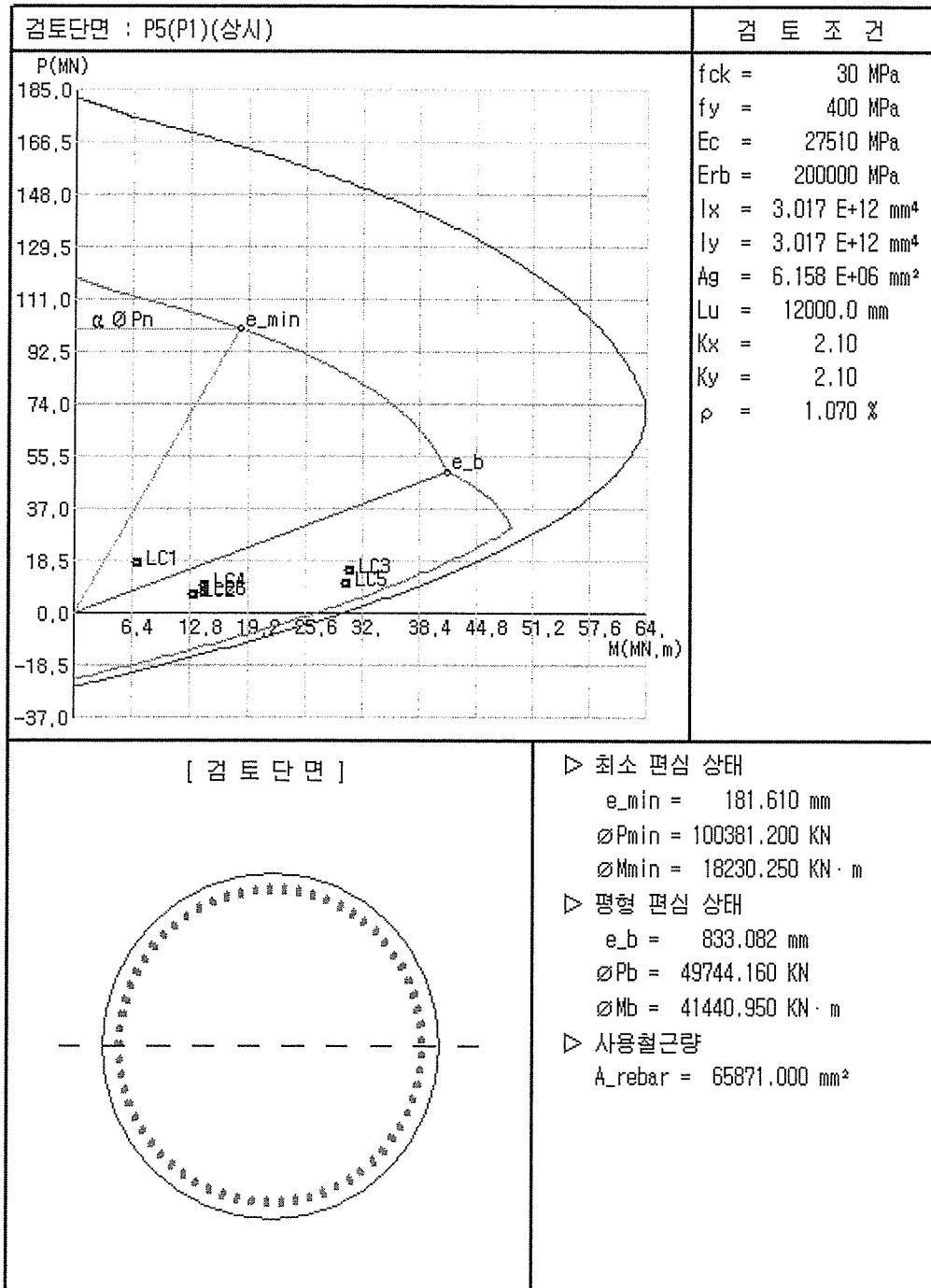
7.1 단면력 집계

구 분		하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
				교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력	comb 14	17,688	0	310	210	6,664	Load case 1
	최소축력	comb 33	6,428	740	672	8,709	9,493	Load case 2
	최 대 모 멘 트	교축방향	15,076	2,126	714	26,479	12,534	Load case 3
		교직방향	9,642	694	1,797	3,253	13,665	Load case 4
	최 대 편 심	교축방향	10,656	2,126	714	26,479	12,459	Load case 5
		교직방향	7,231	694	1,797	3,253	13,624	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향	comb 23	10,783	1,134	0	13,385	695	Load case 7
	교축직각방향	comb 24	10,783	0	645	120	8,859	Load case 8
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향	comb 25	10,783	2,786	0	32,702	695	Load case 9
	교축직각방향	comb 26	10,783	0	1,583	120	20,747	Load case 10

7.2 기동해석

1) 상 시

▶ P - M 상관도



▶ P5(P1)(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P5(P1)(상시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (f_{ck}) : 30 MPa
철근 항복강도 (f_y) : 400 MPa
강재 항복강도 (f_{sy}) : 0 MPa
콘크리트 탄성계수 (E_c) : 27510 MPa
철근 설계피복두께 (d') : 137.5 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직경 (Diameter) : 2800.00 mm
비지지 길이 (L_u) : 12000.00 mm
유효길이계수 (K_x) : 2.10
유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H25 \times 65ea = 32935.5 \text{ mm}^2$ ($dc = 125.0 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : $H25 \times 65ea = 32935.5 \text{ mm}^2$ ($dc = 150.0 \text{ mm}$)
- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 65871.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 17688.349 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 210.493 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 210.493 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 6663.600 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 6663.600 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 36.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 36.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$
: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
: $\delta_{x.s} = 1.048$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
: $\delta_{y.s} = 1.048$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 220.575 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 6982.755 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 6986.238 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 88.191^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 181.61 \text{ mm}$
작 용 편 심 : $e = 394.96 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.651 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73906.023 + 10018.573 + -7624.275 = 76300.320 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.712 + 9169.741 + 7903.388 = 63572.840 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 833.19 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$
강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65206$
평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 49752.58 \text{ KN}$
평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 41453.46 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_{min} < e < e_b \rightarrow$ 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$e' = M_n/P_n = 394.963 \text{ mm} \approx e = 394.963 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.070 \%$
계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..
순인장변형률 $\epsilon_t = 0.000554 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 112635.115 + 12897.199 + -1223.890 = 124308.400 \text{ KN}$
 $M_n = M_c + M_s + M_t = 38408.806 + 9244.122 + 1444.263 = 49097.190 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00055$
 $\epsilon_t = 0.00055 \leq \epsilon_y = 0.002 \rightarrow$ 압축지배단면

강도 감 소 계 수 : $\phi = 0.650$
설계축하중강도 : $\phi P_n = 80800.473 \text{ KN} \geq P_u = 17688.349 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

$$\text{설 계 휨 강 도 : } \phi M_n = 31913.173 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 6986.238 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$$

(2) Load Case 2

① 작용 하중

$$\text{계수축하중 : } P_u = 6427.751 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X) : } M_{ux} = 8709.159 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.s} = 8709.159 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y) : } M_{uy} = 9493.052 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.s} = 9493.052 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비 : } \lambda_x = 36.0$$

$$\text{Y축 세장비 : } \lambda_y = 36.0$$

$$\text{지속 계수하중비 : } \beta_{dx} = 0.000$$

$$: \beta_{dy} = 0.000$$

$$\text{X축 확대계수 : } \delta_{x.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{x.s} = 1.017$$

$$\text{Y축 확대계수 : } \delta_{y.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{y.s} = 1.017$$

$$\text{X축 확대모멘트 : } \delta M_{ux} = 8856.254 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트 : } \delta M_{uy} = 9653.387 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트 : } \delta M_u = 13100.424 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각 : } \theta_{rot} = 47.466^\circ$$

$$\text{최 소 편 심 : } e_{min} = 181.60 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심 : } e = 2038.10 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.497 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.451 + 10033.453 + -7614.009 = 76324.900 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.635 + 9168.330 + 7897.742 = 63565.710 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심 : } e_b = 832.83 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률 : } \epsilon_t = 0.00202$$

$$\text{강 도 감 소 계 수 : } \phi = 0.65178$$

$$\text{평 형 축 하 중 : } \phi P_b = 49747.37 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트 : } \phi M_b = 41431.13 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_b < e \text{ ----> 인장지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 866.939 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n/P_n = 2038.104 \text{ mm} \approx e = 2038.104 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : \rho_{used} = 1.070 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN} \text{ 이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = 0.006253 \geq 0.004 \text{ ... } \therefore \text{O.K}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 32237.177 + 6564.768 + -14817.342 = 23984.600 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 31357.822 + 7236.466 + 10288.826 = 48883.120 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t = 0.00625$$

$$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00625 \text{ -----> 인장지배단면}$$

$$\text{강도 감소 계수} : \phi = 0.900$$

$$\text{설계축하중강도} : \phi P_n = 21586.143 \text{ KN} \geq P_u = 6427.751 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$$

$$\text{설 계 휨 강 도} : \phi M_n = 43994.801 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 13100.424 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$$

(3) Load Case 3

① 작용하중

$$\text{계수축하중} : P_u = 15075.571 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X)} : M_{ux} = 26479.430 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.s} = 26479.430 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} = 12533.940 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.s} = 12533.940 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 36.0$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 36.0$$

$$\text{지속 계수하중비} : \beta_{dx} = 0.000$$

$$: \beta_{dy} = 0.000$$

$$\text{X축 확대계수} : \delta_{x.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{x.s} = 1.041$$

$$\text{Y축 확대계수} : \delta_{y.ns} = 1.000$$

$$: \delta y.s = 1.041$$

$$X\text{축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 27552.748 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$Y\text{축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 13041.988 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 30483.559 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 25.330^\circ$$

$$\text{최 소 편 심} : e_{min} = 181.60 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심} : e = 2022.05 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.498 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.480 + 10033.447 + -7613.975 = 76324.950 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.579 + 9168.347 + 7897.725 = 63565.650 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심} : e_b = 832.83 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \epsilon_t = 0.00202$$

$$\text{강 도 감 소 계 수} : \phi = 0.65179$$

$$\text{평 형 축 하 중} : \phi P_b = 49747.61 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b = 41431.26 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_b < e \text{ ----> 인장지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$$\text{중립축 } x = 871.085 \text{ mm 로 가정하면...}$$

$$e' = M_n/P_n = 2022.05 \text{ mm} \approx e = 2022.05 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : P_{used} = 1.070 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN} \text{ 이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = 0.006209 \geq 0.004 \text{ ... } \therefore \text{O.K}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 32452.684 + 6587.386 + -14779.623 = 24260.450 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 31502.878 + 7254.872 + 10298.088 = 49055.840 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t = 0.00621$$

$$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00621 \text{ -----> 인장지배 단면}$$

$$\text{강 도 감 소 계 수} : \phi = 0.900$$

$$\text{설계축하중강도} : \phi P_n = 21834.402 \text{ KN} \geq P_u = 15075.571 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$$

$$\text{설 계 휨 강 도} : \phi M_n = 44150.253 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 30483.559 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$$

(4) Load Case 4

① 작용하중

$$\text{계수축하중} : P_u = 9641.627 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X)} : M_{ux} = 3253.064 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.s} = 3253.064 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} = 13664.758 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.s} = 13664.758 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 36.0$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 36.0$$

$$\text{지속 계수하중비} : \beta_{dx} = 0.000$$

$$: \beta_{dy} = 0.000$$

$$\text{X축 확대계수} : \delta_{x.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{x.s} = 1.026$$

$$\text{Y축 확대계수} : \delta_{y.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{y.s} = 1.026$$

$$\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 3336.181 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 14013.896 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 14405.533 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 76.609^\circ$$

$$\text{최 소 편 심} : e_{min} = 181.61 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심} : e = 1494.10 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축} x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.480 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.519 + 10015.596 + -7618.241 = 76302.870 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.677 + 9168.539 + 7898.293 = 63566.510 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심} : e_b = 833.08 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \epsilon_t = 0.00202$$

$$\text{강도 감소 계 수} : \phi = 0.65193$$

$$\text{평 형 축 하 중} : \phi P_b = 49744.32 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b = 41441.07 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_b < e \text{ ----> 인장지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1066.65 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = Mn/Pn = 1494.098 \text{ mm} \approx e = 1494.098 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$$

사용철근비 : $P_{used} = 1.070 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.004523 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 43031.916 + 7597.201 + -13025.296 = 37603.820 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 37736.426 + 8000.568 + 10446.790 = 56183.780 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00452$

$$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00452 < 0.005 \rightarrow \text{변화구간단면}$$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.860$

$$\text{설계축하중강도} : \phi P_n = 32348.813 \text{ KN} \geq P_u = 9641.627 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{설계 휨 강도} : \phi M_n = 48332.288 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 14405.533 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$$

(5) Load Case 5

① 작용하중

$$\text{계수축하중} : P_u = 10656.492 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X)} : M_{ux} = 26479.430 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.s} = 26479.430 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} = 12459.140 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.s} = 12459.140 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 36.0$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 36.0$$

$$\text{지속 계수하중비} : \beta_{dx} = 0.000$$

$$: \beta_{dy} = 0.000$$

$$\text{X축 확대계수} : \delta_{x.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{x.s} = 1.028$$

$$\text{Y축 확대계수} : \delta_{y.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{y.s} = 1.028$$

$$\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 27229.219 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 12811.930 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 30092.789 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 25.198^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 181.60 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 2823.89 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.498 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.486 + 10033.482 + -7614.180 = 76324.790 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.578 + 9168.238 + 7897.827 = 63565.640 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 832.83 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강도 감소 계 수 : $\phi = 0.65177$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 49746.01 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 41430.01 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 733.43 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n / P_n = 2823.893 \text{ mm} \approx e = 2823.893 \text{ mm} \rightarrow$ say O.K.

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.070 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.007937 \geq 0.004 \dots \therefore$ O.K

$P_n = C_c + C_s + T_t = 25443.530 + 5799.411 + -16061.982 = 15180.960 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 26394.915 + 6579.334 + 9895.150 = 42869.400 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00794$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00794 \rightarrow$ 인장지배단면

강도 감소 계 수 : $\phi = 0.900$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 13662.863 \text{ KN} \geq P_u = 10656.492 \text{ KN} \therefore$ O.K

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 38582.458 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 30092.789 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore$ O.K

(6) Load Case 6

① 작용하중

$$\text{계수축하중} : P_u = 7231.220 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X)} : M_{ux} = 3253.064 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.s} = 3253.064 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} = 13623.958 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.s} = 13623.958 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 36.0$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 36.0$$

$$\text{지속 계수하중비} : \beta_{dx} = 0.000$$

$$: \beta_{dy} = 0.000$$

$$\text{X축 확대계수} : \delta_{x.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{x.s} = 1.019$$

$$\text{Y축 확대계수} : \delta_{y.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{y.s} = 1.019$$

$$\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 3315.006 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 13883.373 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 14273.658 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 76.571^\circ$$

$$\text{최소 편심} : e_{min} = 181.61 \text{ mm}$$

$$\text{작용 편심} : e = 1973.89 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.551 + 10015.449 + -7618.154 = 76302.840 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.679 + 9168.541 + 7898.293 = 63566.510 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평형 편심} : e_b = 833.08 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \epsilon_t = 0.00202$$

$$\text{강도 감소 계수} : \phi = 0.65193$$

$$\text{평형 축하중} : \phi P_b = 49744.16 \text{ KN}$$

$$\text{평형 모멘트} : \phi M_b = 41440.95 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_b < e \text{ ----> 인장지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 883.856 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n/P_n = 1973.893 \text{ mm} \quad \therefore e = 1973.893 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

사용철근비 : $P_{used} = 1.070 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.006079 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 33125.342 + 6664.154 + -14668.407 = 25121.090 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 31951.295 + 7314.335 + 10320.723 = 49586.350 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00608$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00608 \text{ -----> 인장지배단면}$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.900$

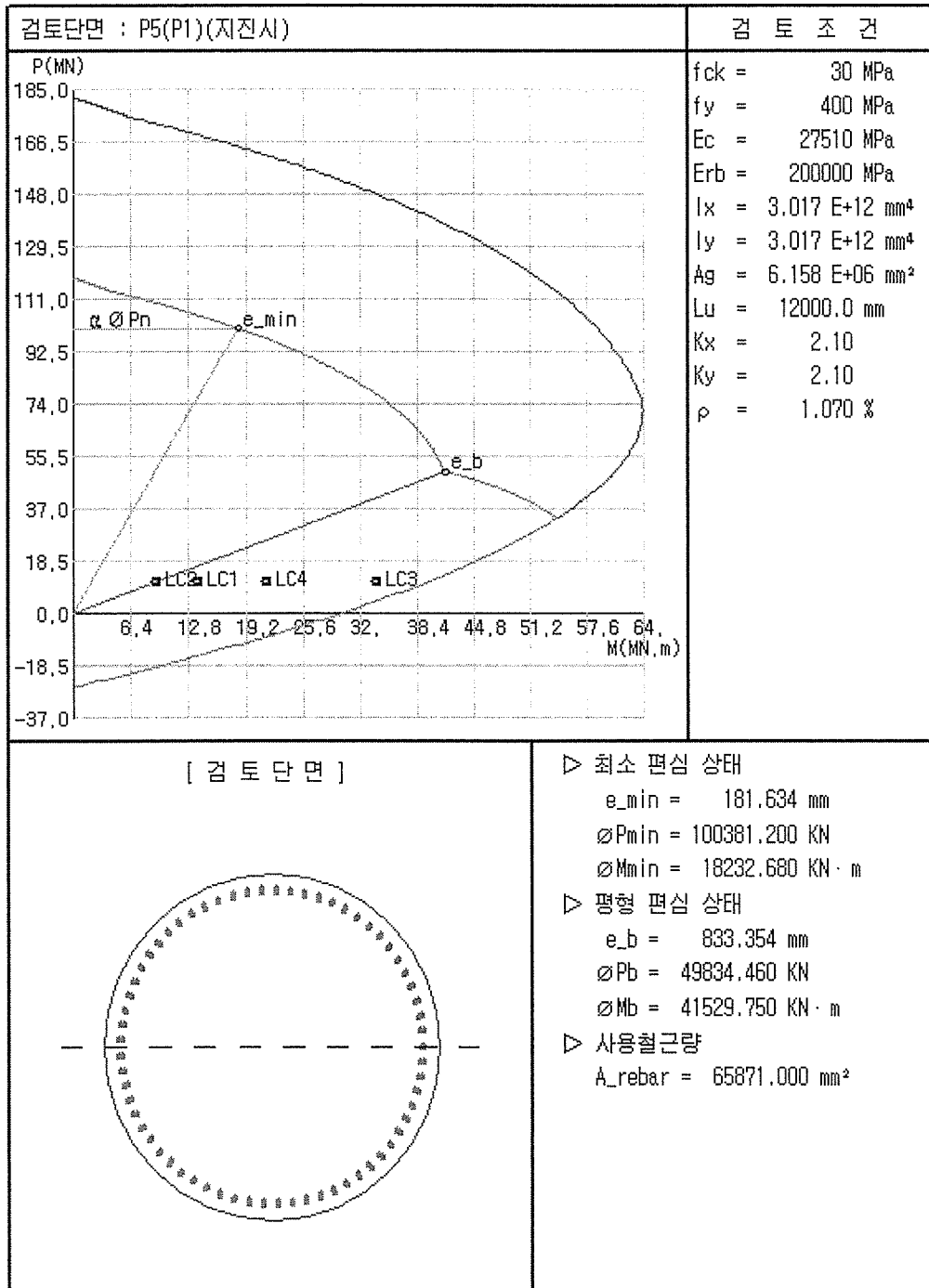
설계축하중강도 : $\phi P_n = 22608.980 \text{ KN} \geq P_u = 7231.220 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 44627.717 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 14273.658 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

7.2 기동해석

2) 지진시

▶ P - M 상관도



▶ P5(P1)(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P5(P1)(지진시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (f_{ck}) : 30 MPa

철근 항복강도 (f_y) : 400 MPa

강재 항복강도 (f_{sy}) : 0 MPa

콘크리트 탄성계수 (E_c) : 27510 MPa

철근 설계피복두께 (d') : 137.5 mm

횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직경 (Diameter) : 2800.00 mm

비지지 길이 (L_u) : 12000.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H25 \times 65ea = 32935.5 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

- 2단 철근 : $H25 \times 65ea = 32935.5 \text{ mm}^2$ ($d_c = 150.0 \text{ mm}$)

- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 65871.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 10783.371 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 13385.198 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 13385.198 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 695.473 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 695.473 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 36.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 36.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.029$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.029$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 13768.854 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 715.407 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 13787.427 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 2.974^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 181.60 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1278.58 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.499 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.046 + 10033.494 + -7614.220 = 76324.320 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.371 + 9168.196 + 7897.821 = 63565.390 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 832.83 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65246$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 49798.50 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 41473.82 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1195.678 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1278.582 \text{ mm} \approx e = 1278.582 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.070 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.003708 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 50313.603 + 8249.252 + -11857.681 = 46705.170 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 41042.821 + 8399.272 + 10274.314 = 59716.410 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00371$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00371 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 $0.65 \sim 1.00$ 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.849$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 39667.700 \text{ KN} \geq P_u = 10783.371 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 50718.417 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 13787.427 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 10783.371 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 119.718 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 119.718 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 8859.176 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 8859.176 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 36.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 36.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.029$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.029$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 123.149 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 9113.103 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 9113.935 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 89.226^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 181.62 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 845.18 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1595.625 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73907.218 + 10019.319 + -7630.311 = 76296.230 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.787 + 9170.509 + 7909.487 = 63579.790 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 833.33 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.65307$
 평형 축하중 : $\phi P_b = 49826.67 \text{ KN}$
 평형 모멘트 : $\phi M_b = 41521.96 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1583.438 \text{ mm}$ 로 가정하면...
 $e' = M_n/P_n = 845.184 \text{ mm} \approx e = 845.184 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.070 \%$
 계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..
 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.002065 < 0.004 \dots \therefore$ 취성 파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 73179.893 + 9960.063 + -7805.885 = 75334.070 \text{ KN}$
 $M_n = M_c + M_s + M_t = 46449.191 + 9154.905 + 8067.071 = 63671.170 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00206$
 $\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00206 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면
 $\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.658$
 설계축하중강도 : $\phi P_n = 49538.328 \text{ KN} \geq P_u = 10783.371 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$
 설계 휨 강도 : $\phi M_n = 41869.012 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 9113.935 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 10783.371 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 32701.599 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 $M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 $M_{ux,s} = 32701.599 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 695.473 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 $M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 $M_{uy,s} = 695.473 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 36.0$
 Y축 세장비 : $\lambda_y = 36.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$
 $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta x.ns = 1.000$

: $\delta x.s = 1.029$

Y축 확대계수 : $\delta y.ns = 1.000$

: $\delta y.s = 1.029$

X축 확대모멘트 : $\delta Mux = 33638.915 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta Muy = 715.407 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta Mu = 33646.521 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 1.218^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 181.61 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 3120.22 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.497 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73904.737 + 10026.764 + -7617.281 = 76314.220 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.345 + 9168.944 + 7898.070 = 63566.360 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 832.96 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65268$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 49808.46 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 41488.24 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 703.796 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n / P_n = 3120.223 \text{ mm} \approx e = 3120.223 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.070 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.008401 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 23991.618 + 5623.275 + -16336.136 = 13278.760 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 25234.549 + 6418.733 + 9779.401 = 41432.680 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.0084$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.0084 \rightarrow$ 인장지배 단면

강도 감소 계수 : $\phi = 1.000$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 13278.758 \text{ KN} \geq P_u = 10783.371 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 41432.683 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 33646.521 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 10783.371 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 119.718 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 119.718 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 20746.673 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 20746.673 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 36.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 36.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.029$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.029$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 123.149 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 21341.326 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 21341.681 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 89.669^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 181.63 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1979.13 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1595.018 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73913.585 + 10018.144 + -7633.023 = 76298.700 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46500.196 + 9170.664 + 7912.975 = 63583.840 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 833.35 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65315$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 49834.46 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 41529.75 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 880.109 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1979.129 \text{ mm} \approx e = 1979.129 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.070 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00611 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 33058.479 + 6660.344 + -14689.124 = 25029.700 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 31907.059 + 7312.451 + 10317.492 = 49537.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00611$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00611 \rightarrow$ 인장지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 1.000$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 25029.700 \text{ KN} \geq P_u = 10783.371 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 49537.003 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 21341.681 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 $V = 2786.124 \text{ KN}$ (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Z_s = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d' \right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{2800}{2} - 138 \right) = 803.7 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Z_s = \frac{2800}{2} + 803.732 = 2203.73 \text{ mm}$$

$$V_n = V_{\max} / \phi = 2786.124 / 1 = 2786.124 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 2800.0 \times 2203.73 / 1000 = 5632.820 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 5632.820 \text{ KN} > V_n = 2786.124 \text{ KN}$$

$$1/2 \times V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \times 1/2 = 2816.410 \text{ KN} > V_n = 2786.124 \text{ KN}$$

∴ 이므로 전단보강 불필요

$$\text{전단철근 간격 } s = 300.0 \text{ mm}$$

$$\text{Req. As} \left[\begin{array}{l} 0.35 b_w s / f_y = 0.00 \text{ mm}^2 \quad (\text{최소전단철근 필요시}) \\ V_s s / (\phi_v f_y d) = 0.00 \text{ mm}^2 \quad \Rightarrow (\text{전단철근 필요시}) \end{array} \right.$$

$$\therefore \text{USE } A_v = \frac{H}{19} \times \frac{2}{ea} = \frac{573.000 \text{ mm}^2}{573.000 \text{ mm}^2} > 0.000 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

$$\text{부재최소단면치수의 } 1/4 = 700.000$$

$$\text{축방향 철근지름의 } 6\text{배} = 150.000$$

중 작은값이므로 150 mm 를 초과하지 않아야 한다.

- 기둥에서의 단부구역 길이

$$\text{기둥의 최대단면치수} = 2800.000$$

$$\text{기둥 순높이의 } 1/6 = 1666.667$$

$$45 \text{ cm 이상} = 450.000$$

중 큰값이므로 2800 mm 이상 설치한다.

- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

$$\text{기둥치수의 } 0.5\text{배이상연장} = 1400.000$$

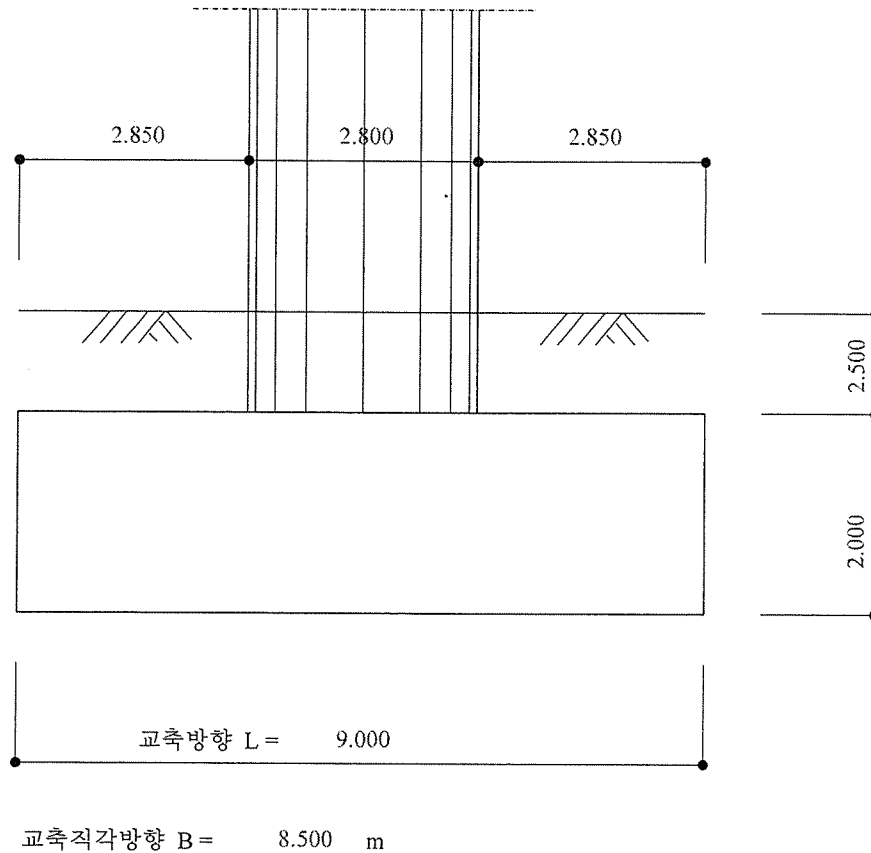
$$38 \text{ cm 이상} = 380.000$$

중 큰값이므로 1400 mm 이상 설치한다.

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



가) 기초의 자중

$$\begin{array}{rcl} 9.000 & \times & 2.000 \times 8.500 \times 24.500 = 3748.500 \text{ kN} \\ \hline \Sigma & = & 3748.500 \text{ kN} \end{array}$$

나) 흙의 자중

$$\begin{array}{rcl} 9.000 & \times & 2.500 \times 8.500 \times 19.000 = 3633.750 \text{ kN} \\ - \pi & \times & 2.800^{3/4} \times 2.500 \times 19.000 = -292.482 \text{ kN} \\ \hline \Sigma & = & 3341.268 \text{ kN} \end{array}$$

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V_2 = 3748.500 + 3341.268 = 7089.77 \text{ kN}$$

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모 멘 트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1000.000	10759.798	9181.256	
적 용	combo 49	1000.000	10759.798	9181.256	
평상시 최대모멘트	combo 52	1597.188	8034.689	12777.558	
적 용	combo 52	1597.188	8034.689	12777.558	
지진시	combo 56	1583.220	10759.798	20721.632	1.0

나) 교축방향

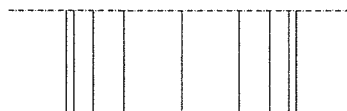
(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모 멘 트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1528.939	10759.798	19003.967	
적 용	combo 49	1528.939	10759.798	19003.967	
평상시 최대모멘트	combo 49	1528.939	10759.798	19003.967	
적 용	combo 49	1528.939	10759.798	19003.967	
지진시	combo 55	2786.124	10759.798	32682.792	1.0

3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

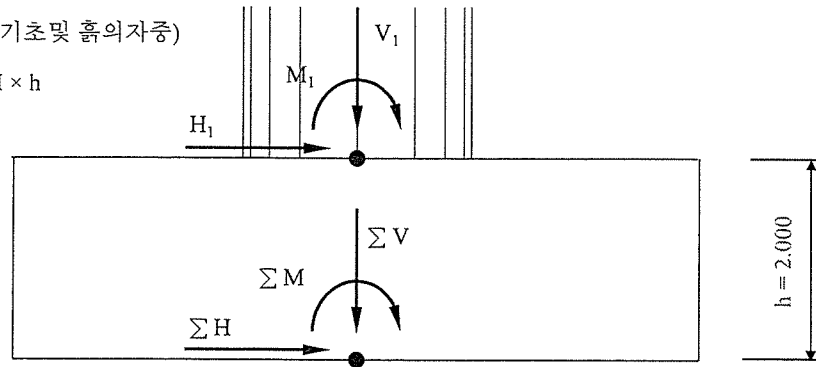
$$\sum H = H_1 \text{ (평상시)}$$

$$\sum H = H_1 + K_h \times V_2 \text{ (지진시)}$$



$$\Sigma V = V_1 + V_2 \text{ (기초 및 흙의 자중)}$$

$$\Sigma M = M_1 + \Sigma H \times h$$



가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1000.000	17849.566	11181.256	0.626	
평상시 최대모멘트	1597.188	15124.457	15971.934	1.056	
지진시	1583.220	17849.566	23888.072	1.338	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1528.939	17849.566	22061.845	1.236	
평상시 최대모멘트	1528.939	17849.566	22061.845	1.236	
지진시	2786.124	17849.566	38255.040	2.143	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

$$Q_u = A' \times [\alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_r + q \cdot N_q]$$

$$N = 50 \text{ (기초지반은 지질주상도 참조)}$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 B/L = 1.0 + 0.3 \times 8.500 / 9.000 = 1.283 \text{ m}$$

$$\beta = 0.5 - 0.1 B/L = 0.5 - 0.1 \times 8.500 / 9.000 = 0.406 \text{ m}$$

$$q = \gamma_2 \times D_f = 19.0 \times 4.500 = 85.500 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi = 15 + \sqrt{15N} = 15 + \sqrt{15 \times 50} = 42.39^\circ \approx 40^\circ$$

$$C = 0$$

$$\text{지지력계수} \quad N_c = 95.70 \quad N_q = 100.40 \quad N_r = 81.30$$

가) 평상시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

$$\text{유효재하폭} \quad B' = B - 2e_b = 8.500 - 2 \times 1.056 = 6.388 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_l = 9.000 - 2 \times 1.236 = 6.528 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적} \quad A' = B' \times L' = 6.388 \times 6.528 = 41.701 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 41.701 \times [1.283 \times 0.000 \times 95.700 + 0.406 \times 19.0 \times 6.388 \times 81.30 + 85.500 \times 100.4] = 524,850 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u/3 = 524,850 / 3 = 174,950 \text{ kN}$$

$$Q_a = 174,950 \text{ kN} > V_{\max} = 17,850 \text{ kN} \quad \text{- O.K. -}$$

나) 지진시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인 경우)

$$\begin{aligned} \text{유효재하폭 } B' &= B - 2e_b = 8.500 - 2 \times 1.338 = 5.823 \text{ m} \\ L' &= L - 2e_l = 9.000 - 2 \times 2.143 = 4.714 \text{ m} \\ \text{유효재하면적 } A' &= B' \times L' = 5.823 \times 4.714 = 27.450 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 27.450 \times [1.283 \times 0.000 \times 95.700 + 0.406 \times 19.0 \times 5.823 \times 81.30 + 85.500 \times 100.4] = 335,771 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 2 = 335,771 / 2 = 167,885 \text{ kN}$$

$$Q_a = 167,885 \text{ kN} > V_{\max} = 17,850 \text{ kN} \quad \text{--- O.K. ---}$$

2) 최대 지반반력에 대한 검토

평상시 최대지반반력 -	1000.00 kN/m ²	지진시 최대지반반력 -	1500.00 kN/m ²
--------------	---------------------------	--------------	---------------------------

가) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\ &= 17849.566 / (9.000 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.626) / 8.500 \} \\ q_{\max} &= 336.500 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 130.156 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{--- O.K. ---} \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\ &= 15124.457 / (9.000 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.056) / 8.500 \} \\ q_{\max} &= 345.082 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 50.329 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{--- O.K. ---} \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 1.338 < B/6 = 1.417$$

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 17849.566 / (9.000 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.338) / 8.500 \} \\ &= 453.748, \quad 12.907 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2\sum V / Lx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 35699.131 / (9.000 \times 9.485) = 418.190 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 453.748 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 12.907 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1500.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 17849.566 / (8.500 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.236) / 9.000 \} \\ q_{\max} &= 425.588 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 41.068 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 17849.566 / (8.500 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.236) / 9.000 \} \\ q_{\max} &= 425.588 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 41.068 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 2.143 > L/6 = 1.500$$

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 17849.566 / (8.500 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 2.143) / 9.000 \} \\ &= 566.705, \quad -100.050 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2\sum V / Bx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 35699.131 / (8.500 \times 6.320) = 664.496 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\max} &= 664.496 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1500.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

3) 전도에 대한 검토

기초저면에 대한 하중의 작용위치는 기초 외연단에서 측정하여
저면폭의 1/6(평상시), 1/3(지진시)보다 내측에 있어야 한다.

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{max} = 1.056 \text{ m}$$

$$B/6 = 8.500 / 6 = 1.417 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{max} = 1.338 \text{ m}$$

$$B/3 = 8.500 / 3 = 2.833 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{max} = 1.236 \text{ m}$$

$$L/6 = 9.000 / 6 = 1.500 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{max} = 2.143 \text{ m}$$

$$L/3 = 9.000 / 3 = 3.000 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

4) 활동에 대한 검토

기초 저면에 작용하는 수평하중에 대해서 저면 지반 안전율은
평상시 1.5, 지진시 1.2 이상으로 한다.

$$H_u = C_b \cdot A' + V \cdot \tan \Phi_b$$

C_b : 기초저면과 지반과의 부착력

A' : 유효재하면적

V : 연직하중(부력을 뺀값)

Φ_b : 기초저면과 지반과의 마찰각

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$H_u = 15124.457 \times 0.538 = 8136.958 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 8137.0 / 1597.188 = 5.095 > 1.5 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 17849.566 \times 0.538 = 9603.066 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 9603.1 / 1583.22 = 6.066 > 1.2 \quad \text{- O.K. -}$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$H_u = 17849.57 \times 0.538 = 9603.066 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 9603.1 / 1528.94 = 6.281 > 1.5 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 17849.57 \times 0.538 = 9603.066 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 9603.1 / 2786.12 = 3.447 > 1.2 \quad \text{- O.K. -}$$

9. 기초의 계수하중 산정

9.1 계수하중산정

1) 상부 반력 집계표

가) 교축직각방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모 멘 트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	310.218	17688.349	6663.6	
적 용	comb 14	310.218	17688.349	6663.6	
평상시 최대모멘트	comb 22	1797.188	9641.627	13664.758	
적 용	comb 22	1797.188	9641.627	13664.758	
지진시	comb 26	1583.220	10783.371	20746.673	1.0

나) 교축방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모 멘 트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0.000	17688.349	210.493	
적 용	comb 14	0.000	17688.349	210.493	
평상시 최대모멘트	comb 19	2126.201	15075.571	26479.430	
적 용	comb 19	2126.201	15075.571	26479.430	
지진시	comb 25	2786.124	10783.371	32701.599	1.0

2) 전체반력(기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인 경우, 평상시)

$$\Sigma = 7089.768 \times 1.6 = 11343.628 \text{ kN}$$

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인 경우, 평상시)

$$\Sigma = 7089.768 \times 1.35 = 9571.186 \text{ kN}$$

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인 경우, 지진시)

$$\Sigma = 7089.768 \times 1.0 = 7089.768 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 3748.500 \times 0.154 = 577.269 \text{ kN}$$

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	310.218	29031.977	7284.036	0.251	
평상시 최대모멘트	1797.188	19212.813	17259.134	0.898	
지진시	2160.489	17873.139	25067.651	1.403	

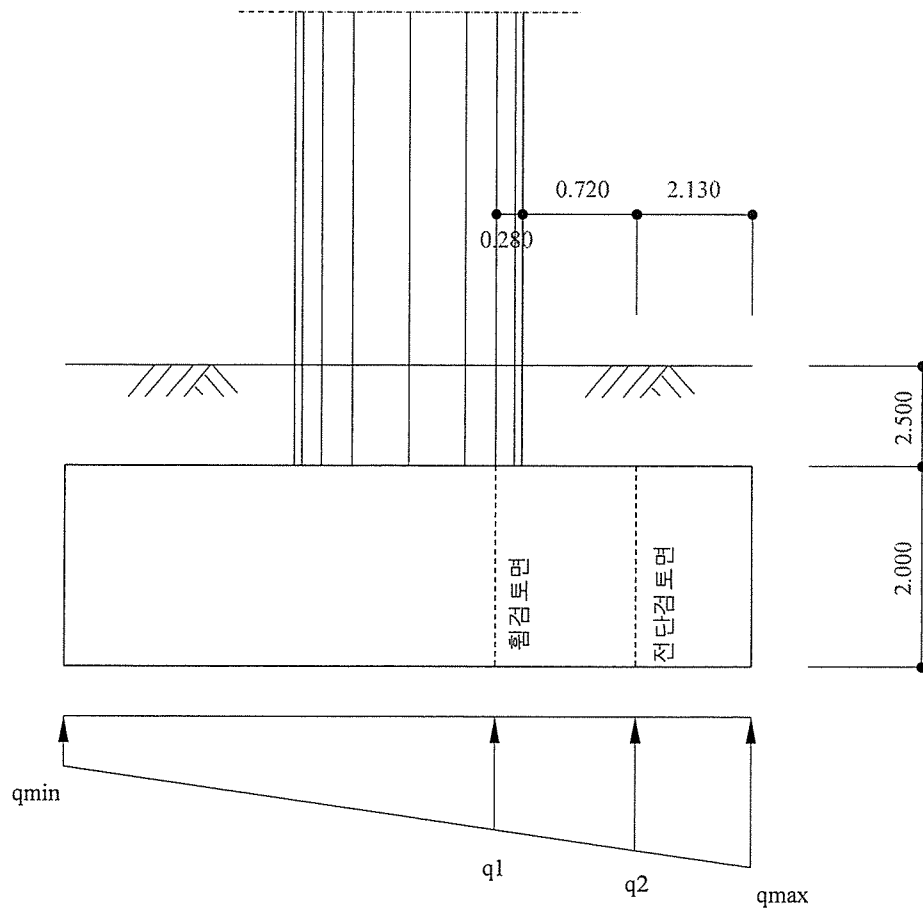
나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	29031.977	210.493	0.007	
평상시 최대모멘트	2126.201	24646.757	30731.832	1.247	
지진시	3363.393	17873.139	39428.385	2.206	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 17849.566 / (9.000 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.626) / 8.500 \}}$$

$$q_{\max} = 336.500 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 260.516 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 130.156 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 284.792 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 15124.457 / (9.000 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.056) / 8.500 \}}$$

$$q_{\max} = 345.082 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 236.543 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 50.329 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 271.220 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$q = \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= 17849.566 / (9.000 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.338) / 8.500 \}$$

$$q_{\max} = 2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)}$$

$$= 35699.131 / (9.000 \times 8.735) = 454.096 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 453.748 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 291.415 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 12.907 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 343.279 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$Md = 3.130^2 / 6 \times (2 \times 336.500 + 260.516) -$$

$$2.000 \times 3.130^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1284.236 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Sd = 2.130 / 2 \times (336.500 + 284.792) - 2.000 \times 2.130 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 557.306 \text{ kN}$$

ㅁ. 모멘트 최대인 경우

$$Md = 3.130^2 / 6 \times (2 \times 345.082 + 236.543) -$$

$$2.000 \times 3.130^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1273.119 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Sd = 2.130 / 2 \times (345.082 + 271.220) - 2.000 \times 2.130 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 551.992 \text{ kN}$$

ㅂ. 지진시

$$Md = 3.130^2 / 6 \times (2 \times 453.748 + 291.415) -$$

$$2.000 \times 3.130^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

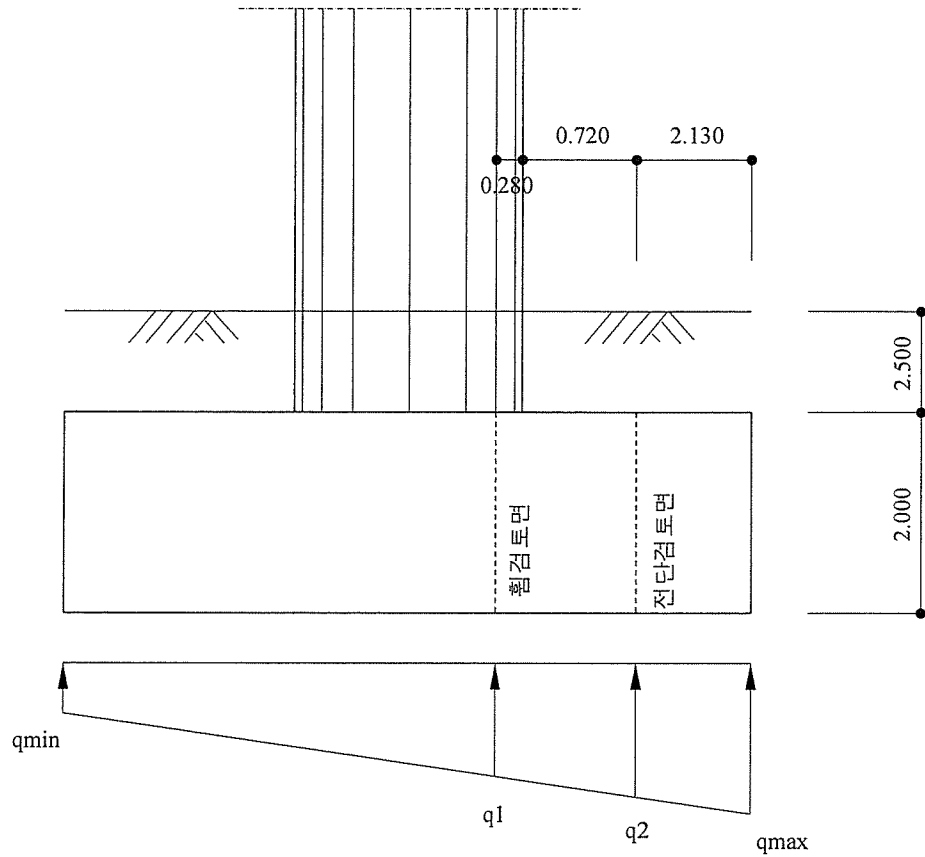
$$= 1717.578 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Sd = 2.130 / 2 \times (453.748 + 343.279) - 2.000 \times 2.130 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 744.463 \text{ kN}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{29031.977}{(9.000 \times 8.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.251}{8.500} \right\}$$

$$\begin{aligned} q_{max} &= 446.714 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 397.215 \text{ kN/m}^2 \\ q_{min} &= 312.292 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 413.030 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{19212.813}{(9.000 \times 8.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.898}{8.500} \right\}$$

$$\begin{aligned} q_{max} &= 410.402 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 293.116 \text{ kN/m}^2 \\ q_{min} &= 91.894 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 330.587 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄷ. 지진시

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{17873.139}{(9.000 \times 8.500)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.403) / 8.500 \}$$

$$q_{\max} = 2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)}$$

$$= \frac{35746.277}{(9.000 \times 8.542)} = 464.952 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 464.941 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 294.591 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 2.331 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 349.016 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.130^2}{6} \times (2 \times 446.714 + 397.215) - \frac{1.60 \times 2.000 \times 3.130^2}{2 \times 24.5}$$

$$= 1723.346 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_d = \frac{2.130}{2} \times (446.714 + 413.030) - \frac{1.60 \times 2.000 \times 2.130}{24.5}$$

$$= 748.635 \text{ kN}$$

ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.130^2}{6} \times (2 \times 410.402 + 293.116) - \frac{1.35 \times 2.000 \times 3.130^2}{2 \times 24.5}$$

$$= 1494.794 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_d = \frac{2.130}{2} \times (410.402 + 330.587) - \frac{1.35 \times 2.000 \times 2.130}{24.5}$$

$$= 648.254 \text{ kN}$$

ㅁ. 지진시

$$M_d = \frac{3.130^2}{6} \times (2 \times 464.941 + 294.591) - \frac{1.0 \times 2.000 \times 3.130^2}{2 \times 24.5}$$

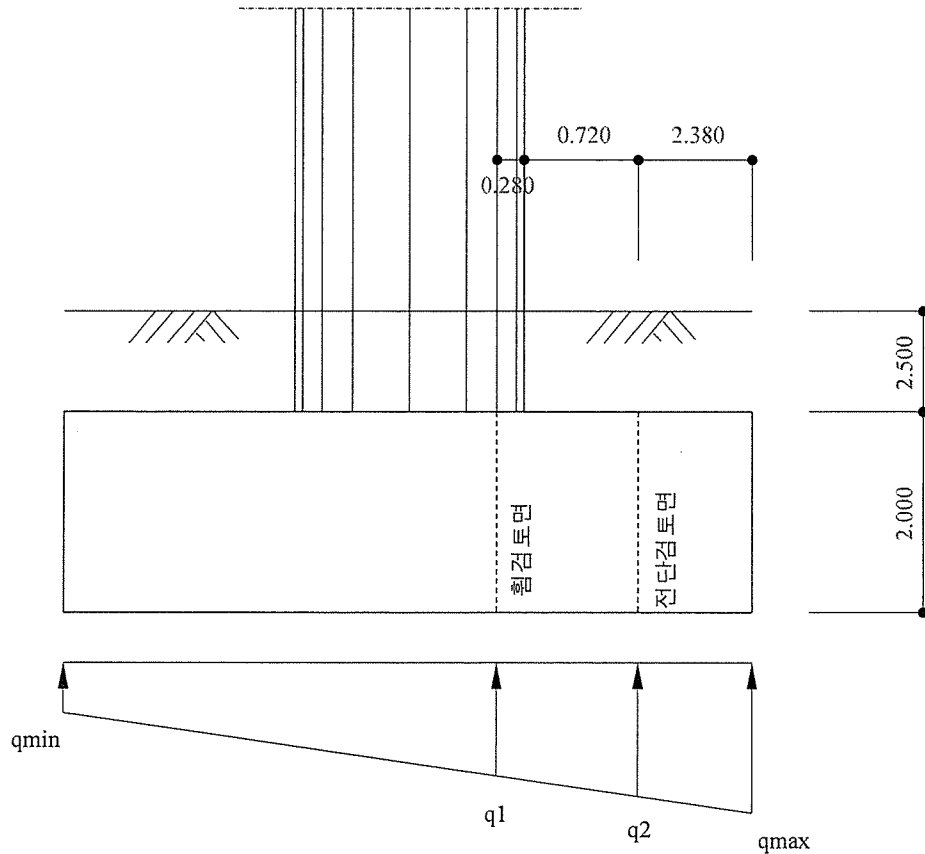
$$= 1759.315 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_d = \frac{2.130}{2} \times (464.941 + 349.016) - \frac{1.0 \times 2.000 \times 2.130}{24.5}$$

$$= 762.494 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{17849.566}{(8.500 \times 9.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.236) / 9.000 \}$$

$$q_{max} = 425.588 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 281.179 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 41.068 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 323.904 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{17849.566}{(8.500 \times 9.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.236) / 9.000 \}$$

$$q_{max} = 425.588 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 281.179 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 41.068 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 323.904 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{17849.566}{(8.500 \times 9.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 2.143) / 9.000 \}$$

$$q_{\max} = 2 \sum V / Lx \quad (e > B/6 \text{ 일 경우})$$

$$= \frac{35699.131}{(8.500 \times 7.070)} = 594.009 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 594.009 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 310.045 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 394.058 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 425.588 + 281.179) - \frac{2.000 \times 3.380^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1876.181 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.380}{2} \times (425.588 + 323.904) - 2.000 \times 2.380 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 775.275 \text{ kN}$$

ㅁ. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 425.588 + 281.179) - \frac{2.000 \times 3.380^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1876.181 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.380}{2} \times (425.588 + 323.904) - 2.000 \times 2.380 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 775.275 \text{ kN}$$

ㅂ. 지진시

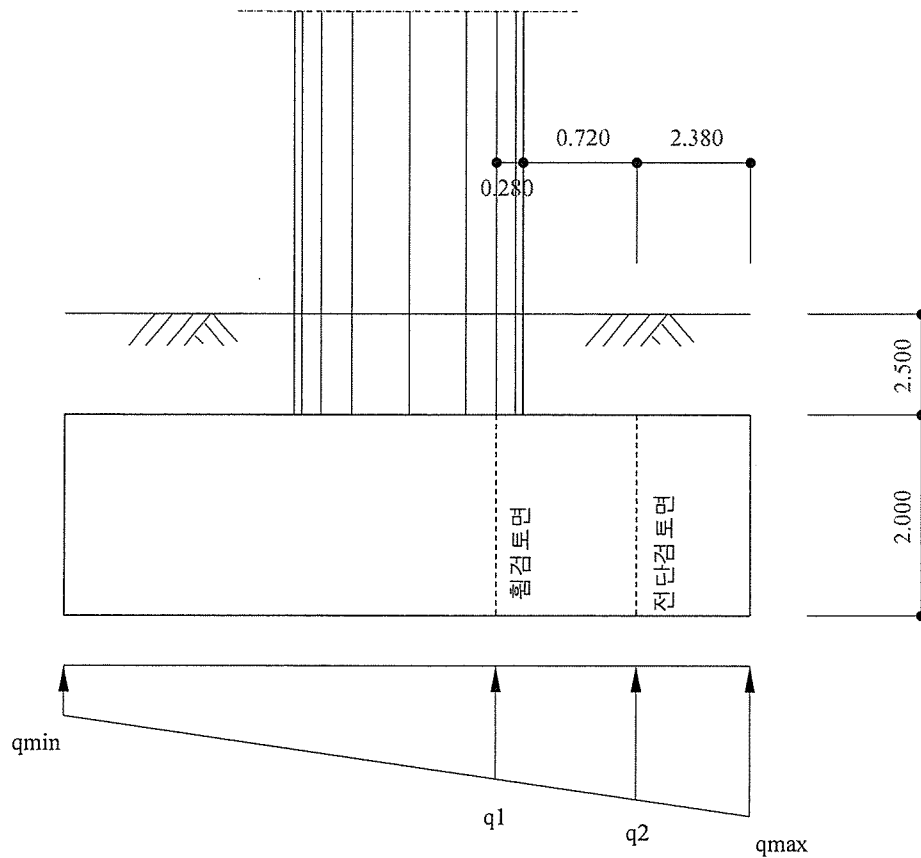
$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 594.009 + 310.045) - \frac{2.000 \times 3.380^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2572.514 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.380}{2} \times (594.009 + 394.058) - 2.000 \times 2.380 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1059.180 \text{ kN}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 29031.977 / (8.500 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.007) / 9.000 \}}$$

$$q_{max} = 381.337 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 379.960 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 377.669 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 380.367 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 24646.757 / (8.500 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.247) / 9.000 \}}$$

$$q_{max} = 589.995 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 388.836 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 54.364 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 448.351 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{17873.139}{(8.500 \times 9.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 2.206) / 9.000 \}$$

$$q_{\max} = 2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)}$$

$$= \frac{35746.277}{(8.500 \times 6.882)} = 611.082 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 611.082 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 310.956 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 399.751 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 381.337 + 379.960) - \frac{1.6 \times 2.000 \times 3.380^2}{2} \times 24.5$$

$$= 1727.815 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.380}{2} \times (381.337 + 380.367) - 1.6 \times 2.000 \times \frac{2.380}{2} \times 24.5$$

$$= 719.836 \text{ kN}$$

ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 589.995 + 388.836) - \frac{1.35 \times 2.000 \times 3.380^2}{2} \times 24.5$$

$$= 2609.289 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.380}{2} \times (589.995 + 448.351) - 1.35 \times 2.000 \times \frac{2.380}{2} \times 24.5$$

$$= 1078.195 \text{ kN}$$

ㅁ. 지진시

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 611.082 + 310.956) - \frac{1.0 \times 2.000 \times 3.380^2}{2} \times 24.5$$

$$= 2639.266 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.380}{2} \times (611.082 + 399.751) - 1.0 \times 2.000 \times \frac{2.380}{2} \times 24.5$$

$$= 1086.271 \text{ kN}$$

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 $B = 8.500 \text{ m}$

2) 교축방향 $B = 9.000 \text{ m}$

$$\beta = 1.059$$

$$A_{sm} = 2 / (\beta + 1) = 0.971 \text{ Ass}$$

* 긴변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.4 유효폭을 고려하지 않은 단면력

		교 축 직 각 방 향	교 축 방 향
사용하중	모 멘 트(KN·m)	1284.236	1876.181
계수하중	전 단 력(KN)	762.494	1086.271
	모 멘 트(KN·m)	1759.315	2639.266

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.5 유효폭을 고려한 단면력

		교 축 직 각 방 향 kN/m ²	교 축 방 향 kN/m ²
사용하중	모 멘 트(KN·m)	1322.007	1876.181
계수하중	전 단 력(KN)	762.494	1086.271
	모 멘 트(KN·m)	1811.060	2639.266

10.6 기초 단면 검토

1) 교축직각방향

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ Mpa} \quad k_1 = 0.84 \quad \Phi_f = 0.90 \quad \Phi_v = 0.85$$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2000.00	1850.00	150.00	1811.060	762.494	1322.007

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm ²	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm ²	,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d2 =	0	mm

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 4584.000 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} \quad 1.666 \quad]$$

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 71.906 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.06153 > 0.004 \quad - \text{O.K.}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$$

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면}, \quad \Phi_f = 0.90 \quad \text{적용}$$

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\{f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$$

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 2751.403 \text{ mm}^2$$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \quad \Rightarrow \quad \text{MAX } A_s = 74044.76 \text{ mm}^2$$

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.0034$$

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \quad \Rightarrow \quad \text{MIN } A_s = 6475.00 \text{ mm}^2$$

$$\therefore 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \quad \Rightarrow \quad \text{MIN } A_s = 3668.54 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \text{ -----> 철근비 만족} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 73.110 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 2992.619 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 1811.060 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.652 \quad] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1850.00 / 1000$$

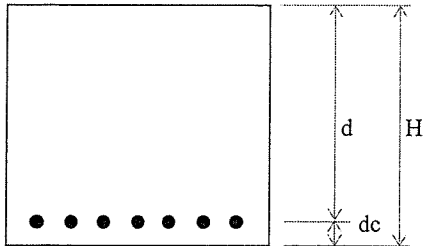
$$= 1435.49 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1435.49 > V_u = 762.494 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	1850.00	mm,	$dc =$	150.00	mm,
$M_o =$	1322.007	kN·m,	$A_s =$	4584.000	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 313.969 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 165.237 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - Dc_{min} - x) / (D - x) = 170.616 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 19 / 2 = 90.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 235.313 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 235 \text{ mm OK!!}$$

2) 교축방향

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.84$ $\Phi_f = 0.90$ $\Phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2000.00	1850.00	150.00	2639.266	1086.271	1876.181

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm ²	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm ²	,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 8107.200 mm² [사용률 2.011 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 127.172 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.03348 > 0.004 \text{ - O.K. -}$

$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , $\Phi_f = 0.90$ 적용

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\{f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$$

→ Req $A_s = 4031.777 \text{ mm}^2$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 74044.76 \text{ mm}^2$$

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.0034$$

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 6475.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{☞ } 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5375.70 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \text{ -----> 철근비 만족} \quad \Delta \text{ O.K!!}$

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 129.301 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 5210.706 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 2639.266 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.974 \%] \quad \Delta \text{ O.K!!}$$

나) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1850.00 / 1000$$

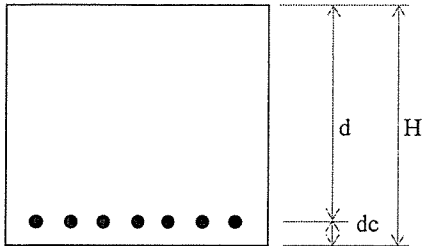
$$= 1435.49 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1435.49 > V_u = 1086.271 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	1850.00	mm,	$dc =$	150.00	mm,
$M_o =$	1876.181	kN·m,	$A_s =$	8107.200	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 404.982 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 134.939 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - Dc_{min} - x) / (D - x) = 130.270 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 385.763 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 386 \text{ mm OK!!}$$

10.7 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 기둥검토

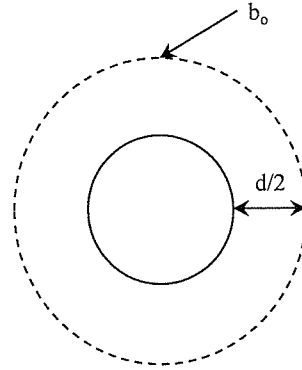
가) 최대반력 산정

■ 최대 연직하중(V_u): 17688.349 kN

■ 편칭 전단 검토위치 : 기둥전면 $d/2$

■ 위험단면 길이(b_o)

$$\begin{aligned} b_o &= 2 \times \pi \times (r + d/2) \\ &= 2 \pi \times (1.400 + 0.925) \\ &= 14.608 \text{ m} \end{aligned}$$



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

■ $\beta_c = 1.059$ (짧은변에 대한 긴 변의 비), $a_s = 40$

■ 공칭전단강도 V_c

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 1.89) \times 5477.226 \times 14.608 \times 1.850 \\ &= 71269.340 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2.533) \times 5477.226 \times 14.608 \times 1.850 \\ &= 87159.662 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times 5477.226 \times 14.608 \times 1.850 \\ &= 49340.312 \text{ kN} \end{aligned}$$

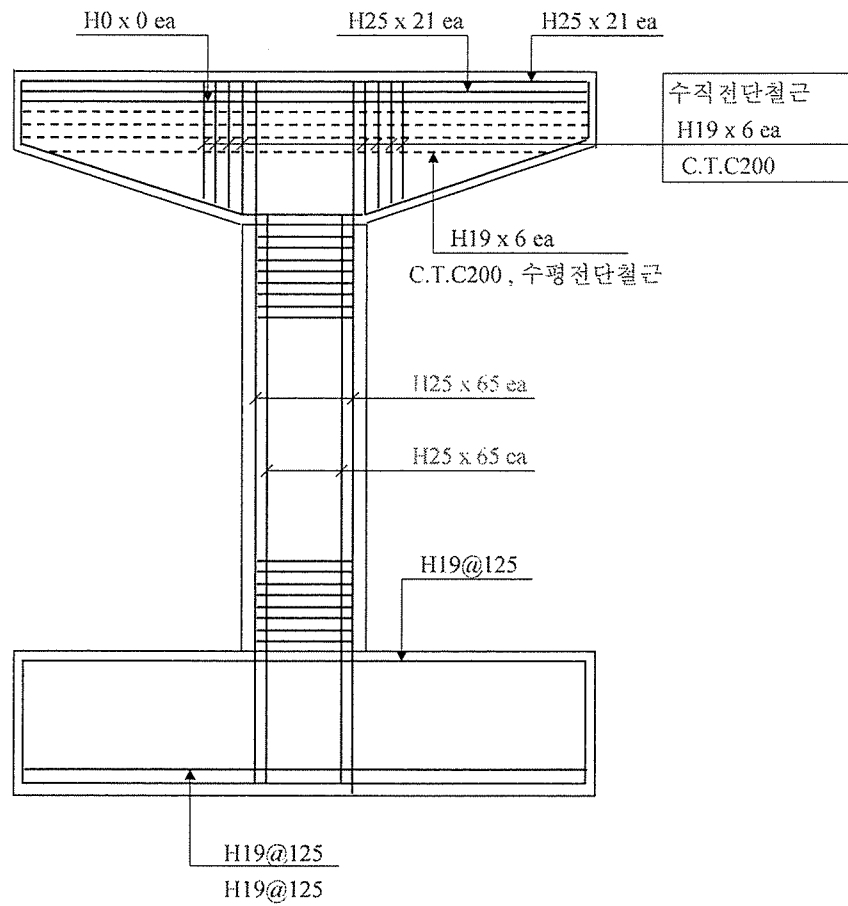
■ $\text{Min}(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 49340.312 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} \therefore \Phi V_c &= 0.85 \times 49340.312 \\ &= 41939.265 \text{ kN} \geq V_u = 17688.349 \text{ kN} \text{ ---- O.K} \end{aligned}$$

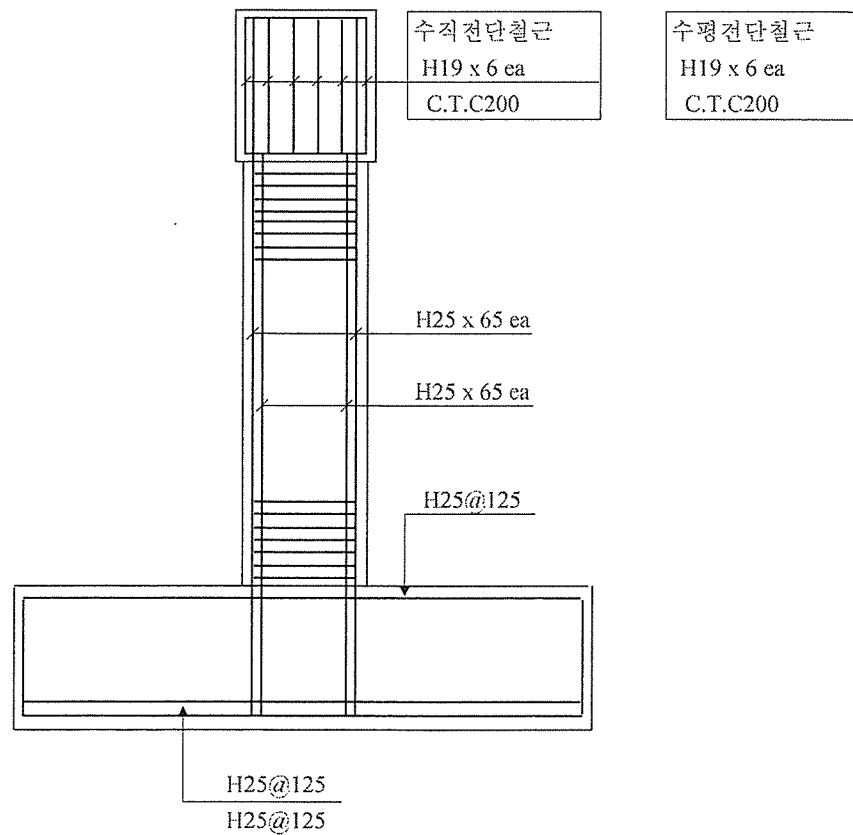
11. 주철근 조립도

P5(P1)

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 3129.00 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = 1010.00 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 770.00 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 87.05 / 3 = 29.018 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 143.59 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_N = 0.00 \text{ kN}$$

- 풍 하중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 7.258 \times 29.950 / 2 / 3 \text{ shoe} = 54.344 \text{ kN}$$

$$P_w = 200.387 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 355.707 \text{ kN}$$

$$R_{EQ} = 533.581 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 3129.00 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = 1010.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 770.00 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 665.48 / 3 \text{ shoe} = 221.825 \text{ kN}$$

- 장대레일종하중

$$H_R = 89.85 / 3 \text{ shoe} = 29.950 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 469.35 / 3 \text{ shoe} = 156.45 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 922.769 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 1010.00 \quad + \quad 770.00 \quad = \quad 1780.000 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} \quad = \quad 156.450 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 할증계수} \quad = \quad 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 1780.00 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 1780.000 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 156.45 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 156.450 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	1010.00	+	770.00	+	143.59	=	1780.000	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	29.018	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1780.00	/	1.00			=	1780.000	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	29.02	/	1.00			=	29.018	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	1010.00	+	770.00			=	1780.000	kN
교축방향하중						=	29.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1780.00	/	1.00			=	1780.000	kN
할증적용 교축하중	29.95	/	1.00			=	29.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	1010.000	kN
교축방향하중						=	29.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1010.00	/	1.00			=	1010.000	kN
할증적용 교축하중	29.95	/	1.00			=	29.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	1010.00	+	770.00			=	1780.000	kN
교축방향하중	221.83	+	29.95			=	251.775	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1780.00	/	1.15			=	1547.826	kN
할증적용 교축하중	251.78	/	1.15			=	218.935	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	1010.00	+	770.00	+	143.59			
		+	0.00	+	200.39	=	2123.973	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	29.02	+	0.00	+	54.34	=	83.362	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	2123.97	/	1.25			=	1699.178	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	83.36	/	1.25			=	66.690	kN

- 하중조합7 - 고정 하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	1010.00	+	770.00	+	533.58	=	2313.581	kN
교축방향하중						=	922.769	kN
교축직각방향하중						=	355.707	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2313.58	/	1.60			=	1445.988	kN
할증적용 교축하중	922.77	/	1.60			=	576.731	kN
할증적용 교직하중	355.71	/	1.60			=	222.317	kN

2) 받침용량 산정 (PSC-e용 SHOE 2500 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2123.973	83.362	355.707
교축방향		251.775	922.769

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 385 × 527 mm
- 높 이 : 175 mm

4) 연단거리 검토

$$a = 250 \text{ mm} [20\text{m} \leq \ell < 30\text{m}]$$

$$= 707.500 > 250.00$$

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P8-108]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H) (1 + 0.000125\Phi^2)$$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각- 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 316.617$$

② 연단 거리에 대한 검토

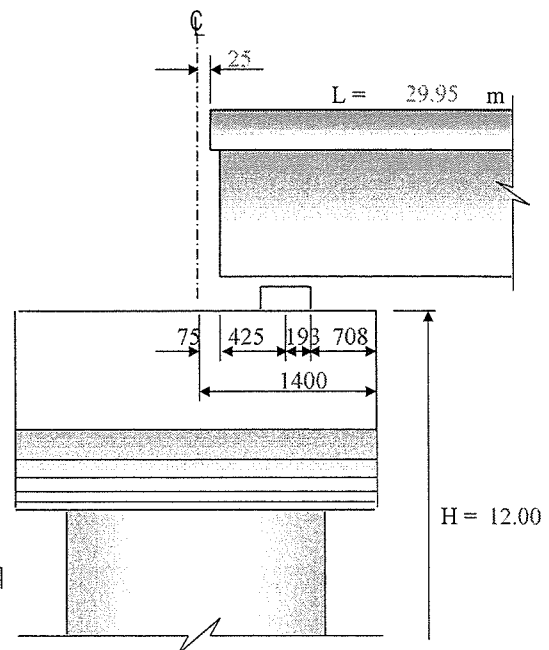
$$S_1 = 425 \text{ mm}$$

$$S_2 = 385 / 2 = 192.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 350 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 192.5 + 350 = 967.5 \text{ mm}$$

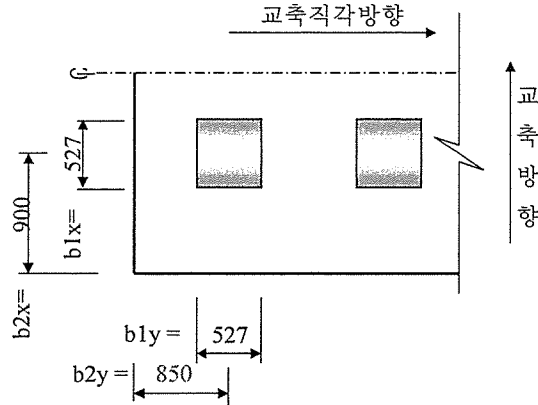
$$\therefore \text{Max} (N, \sum S) = 967.5 \text{ mm} < 1325.00 \quad \text{- O.K -}$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1780.00 kN	- 연직하중 지진시 :	1445.99 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	218.93 kN	- 교 축 방 향 :	576.73 kN
- 교축직각방향 :	66.69 kN	- 교축직각방향 :	222.32 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1x = 2635.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 2635.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 527 / 1800) \times 1780000 / 180 = 1748.41 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 527 / 1800) \times 1445988 / 180 = 1420.33 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 527 / 1700) \times 1780000 / 180 = 1705.83 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 527 / 1700) \times 1445988 / 180 = 1385.74 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 218935 / 180 = 1216.30 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 576731 / 180 = 3204.06 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

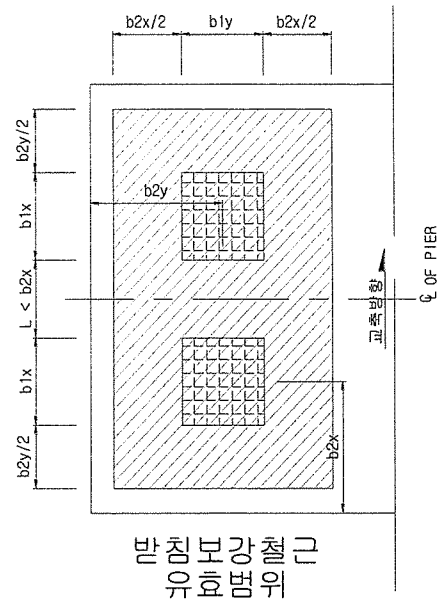
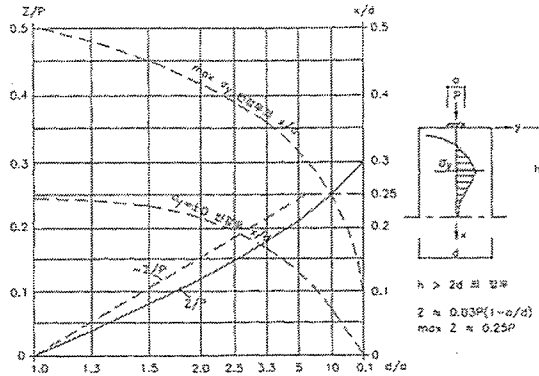
$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 66690 / 180 = 370.50 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 222317 / 180 = 1235.09 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$\begin{aligned}
 B_{x1} &= b1y + b2x = 1427.0 \text{ mm} \\
 &\quad (\text{인장철근의 크기를 고려}) \\
 B_{x2} &= 713.5 + 500.0 = 1213.5 \text{ mm} \\
 B_{xuse} &= 125 \times 9 = 1125.0 \text{ mm} \\
 B_{y1} &= b1x + b2y = 1377.0 \text{ mm} \\
 B_{yuse} &= 125 \times 11 = 1375.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max σ_y 와 $\sigma_y = 0$ 의 위치.

구 분	d / a	x / d	x
교축직각방향	1377.0 / 527.0 = 2.613	0.43	592
교 축 방 향	1427.0 / 527.0 = 2.708	0.42	599

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sx} &= Asx1 + Asx2 \\
 A_{sx(\text{상시})} &= 1748.41 + 1216.30 = 2964.71 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sx(\text{지진})} &= 1420.33 + 3204.06 = 4624.39 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$\text{Use } Asx = 1119 - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 5730 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sy} &= Asy1 + Asy2 = \\
 A_{sy(\text{상시})} &= 1705.83 + 370.50 = 2076.33 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sy(\text{지진})} &= 1385.74 + 1235.09 = 2620.83 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$\text{Use } Asy = 1116 - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{576731}{180} = 3204.06 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 122 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 4258 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{222317}{180} = 1235.09 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{H_s}{A_r} \quad \begin{array}{l} H_s: \text{수평력(N)} \\ A_r: \text{전단 파괴 면적 (mm}^2\text{)} \\ V: \text{전단응력 [0.7 Mpa]} \end{array}$$

- 교축방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 527) = 3089067 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{576731}{3089067} = 0.187 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times y (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 527) = 2797244 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{66690}{2797244} = 0.024 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

12.2 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 2755.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 867.00 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 865.76 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 106.83 / 3 = 35.611 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 176.21 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_N = 0.00 \text{ kN}$$

- 풍 하중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 7.408 \times 24.950 / 2 / 3 \text{ shoe} = 46.207 \text{ kN}$$

$$P_w = 167.325 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 239.748 \text{ kN}$$

$$R_{EQ} = 362.505 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 2755.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 867.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 865.76 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 412.500 / 3 \text{ shoe} = 137.500 \text{ kN}$$

- 장대레일종하중

$$H_R = 74.85 / 3 \text{ shoe} = 24.950 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 413.25 / 3 \text{ shoe} = 137.75 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 0.000 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 867.00 \quad + \quad 865.76 \quad = \quad 1732.761 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} \quad = \quad 137.750 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 활중계수} \quad = \quad 1.00$$

$$\text{활중적용 연직하중} \quad 1732.76 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 1732.761 \text{ kN}$$

$$\text{활중적용 교축하중} \quad 137.75 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 137.750 \text{ kN}$$

$$\text{활중적용 교직하중} \quad 0.00 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정 하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	176.21	=	1732.761	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	35.611	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.00			=	1732.761	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	35.61	/	1.00			=	35.611	kN

- 하중조합3 - 고정 하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	867.00	+	865.76			=	1732.761	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.00			=	1732.761	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정 하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	867.000	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	867.00	/	1.00			=	867.000	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정 하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	867.00	+	865.76			=	1732.761	kN
교축방향하중	137.50	+	24.95			=	162.450	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.15			=	1506.749	kN
할증적용 교축하중	162.45	/	1.15			=	141.261	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정 하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	176.21			
				+	0.00	+	167.33	= 2076.297 kN
교축방향하중								= 0.000 kN
교축직각방향하중	35.61	+	0.00	+	46.21			= 81.818 kN
허용응력 할증계수								= 1.25
할증적용 연직하중	2076.30	/	1.25					= 1661.038 kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25					= 0.000 kN
할증적용 교직하중	81.82	/	1.25					= 65.455 kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	362.51	=	2095.266	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	239.748	kN
허용응력 활중계수						=	1.60	
활중적용 연직하중	2095.27	/	1.60			=	1309.541	kN
활중적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
활중적용 교직하중	239.75	/	1.60			=	149.843	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2250 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2076.297	81.818	239.748
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규격: 435 × 501 mm
- 높이: 166 mm

4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

$$a = 250 \text{ mm} \quad [l > 40\text{m}]$$

$$= 682.500 > 250.00$$

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P662]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H) (1 + 0.000125\Phi^2)$$

여기서, N: 최소받침 지지길이(mm)

L: 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H: 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대: 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각: 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 308.267$$

② 연단 거리에 대한 검토

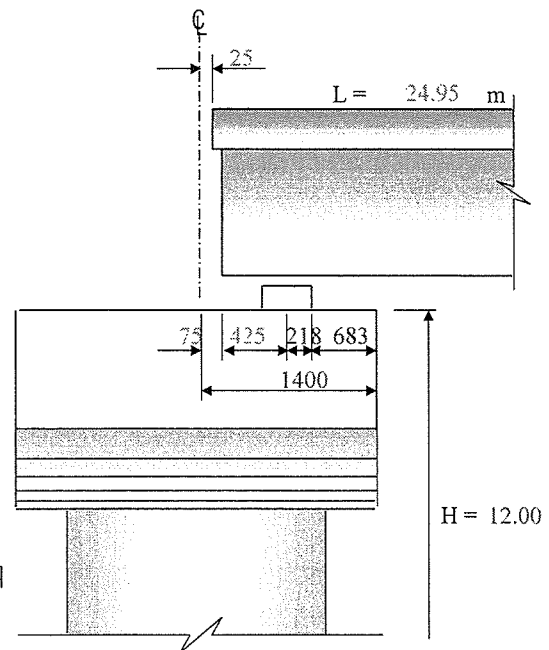
$$S_1 = 425 \text{ mm}$$

$$S_2 = 435 / 2 = 217.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 325 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 217.5 + 325 = 967.5 \text{ mm}$$

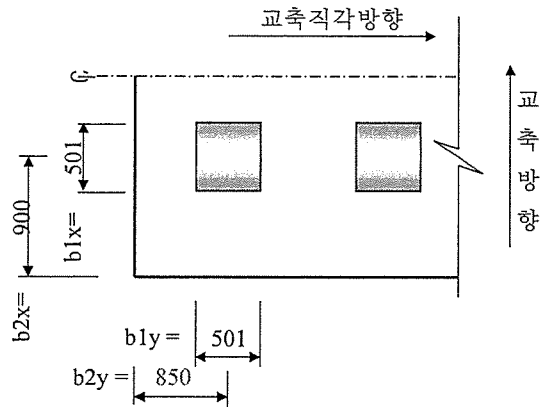
$$\therefore \text{Max} (N, \sum S) = 967.5 \text{ mm} < 1325.00 \quad \text{- O.K -}$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1732.76 kN	- 연직하중 지진시 :	1309.54 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	141.26 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	65.45 kN	- 교축직각방향 :	149.84 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1x = 2505.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 2505.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1800) \times 1732761 / 180 = 1736.77 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1800) \times 1309541 / 180 = 1312.57 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1700) \times 1732761 / 180 = 1697.37 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1700) \times 1309541 / 180 = 1282.79 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 141261 / 180 = 784.78 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 0 / 180 = 0.00 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 65455 / 180 = 363.64 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 149843 / 180 = 832.46 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$B_{x1} = b_1 y + b_2 x = 1401.0 \text{ mm}$$

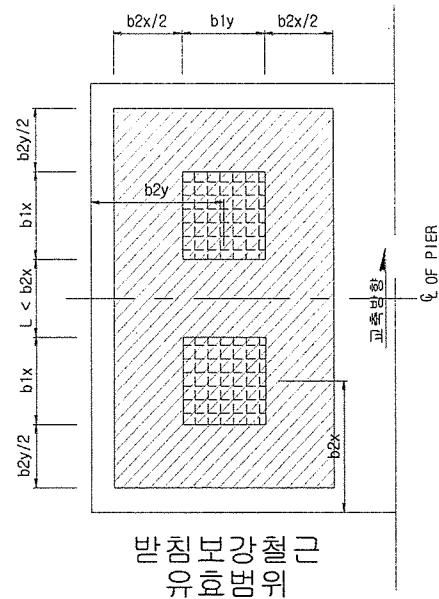
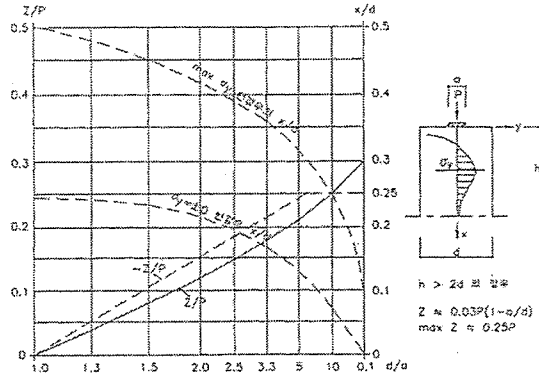
(인장철근과 코팅의 크기를 고려)

$$B_{x2} = 700.5 + 500.0 = 1200.5 \text{ mm}$$

$$B_{xuse} = 125 \times 9 = 1125.0 \text{ mm}$$

$$B_{y1} = b_1 x + b_2 y = 1351.0 \text{ mm}$$

$$B_{yuse} = 125 \times 10 = 1250.0 \text{ mm}$$



<그림> $h > 2d$ 인 경우 Z/P 및 x/d 에 대한 횡방향 인장응력 $\max \sigma_y$ 와 $\sigma_y = 0$ 의 위치.

구 분	d/a			x/d	x
교축직각방향	1351.0	/	501.0 = 2.697	0.41	553.91
교 축 방 향	1401.0	/	501.0 = 2.796	0.42	588.42

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 B_y 범위에 배치)

$$A_{sx} = A_{sx1} + A_{sx2}$$

$$A_{sx(\text{상시})} = 1736.77 + 784.78 = 2521.55 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx(\text{지진})} = 1312.57 + 0.00 = 1312.57 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } A_{sx} = 1116 - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 3972 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 B_x 범위에 배치)

$$A_{sy} = A_{sy1} + A_{sy2} =$$

$$A_{sy(\text{상시})} = 1697.37 + 363.64 = 2061.01 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy(\text{지진})} = 1282.79 + 832.46 = 2115.25 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } A_{sy} = 1116 - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{141261}{180} = 784.78 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{149843}{180} = 832.46 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{H_s}{A_r} \quad \begin{array}{l} H_s: \text{수평력(N)} \\ A_r: \text{전단 파괴 면적 (mm}^2\text{)} \\ V: \text{전단응력 [0.7 Mpa]} \end{array}$$

- 교축방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 501) = 3055974 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{141261}{3055974} = 0.046 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 501) = 2765990 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{149843}{2765990} = 0.054 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

6.4 내진해석

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

1.1 교량형식 : PSC BEAM + PSC-e BEAM

1.2 해석 대상 교량 총연장 : $25.00 + 30.00 + 3 \times 25.00 + 30.00 = 160.000 \text{ m}$

1.3 교 폭 : 5.600 m

1.4 교각형식 : T형교각

1.5 교각기초형식 : 직접기초

1.6 내진설계상수

- (1) 내진등급 : 내진 1 등급교 (도로교 설계기준 pp.456)
- (2) 지진구역계수 : 0.11 (도로교 설계기준 pp.456)
- (3) 위험도계수 : $I = 1.4$ (도로교 설계기준 pp.456)
- (4) 가속도계수 : $A = 0.154$ (도로교 설계기준 pp.455)
- (5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 2, 도로교 설계기준)
- (6) 응답수정계수 (도로교 설계기준 pp.458)
- (7) 고유치 해석방법 : Ritz Vector 해석법
- (8) MODE 조합방법 : C.Q.C방법
- (9) 받침형식 : ESB 받침

1.7 해석방법

- (1) 해석방법 선정
다중모드 스펙트럼 해석
- (2) 모드조합방법 : CQC방법
- (3) 방향조합방법 : 100-30%방법

1.8 해석모델

- (1) 사용프로그램 : MIDAS CIVIL
- (2) 모델링 : Frame요소사용
- (3) 질량산정 : 1,2차 사하중 및 자중을 각 요소에
단위길이당 분포질량으로 입력

2. 단면특성

2.1 상부구조

: 상부구조는 PSC BEAM + PSC-e BEAM로 이루어져 있으며 교폭은 5.600 m이다. 상부구조의 일 반도는 아래와 같다.

* 도 면 참 조

2.2 하부구조

: 하부구조는 T형교각으로 구성되어 있으며 받침의 수평전단력을 알기위해 선형 요소를 이용하여 ESB 받침을 모델링하였다.

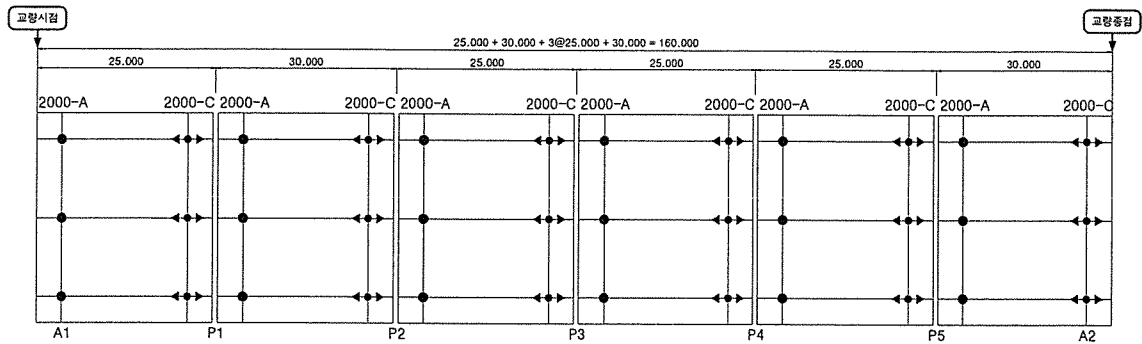
* 도 면 참 조

2.3 적용 받침 특성

1) 받침 모델링

: MIDAS CIVIL의 ELASTIC LINK를 사용하여 각 받침의 spring 계수에 대해 모델링

2) 받침 배치

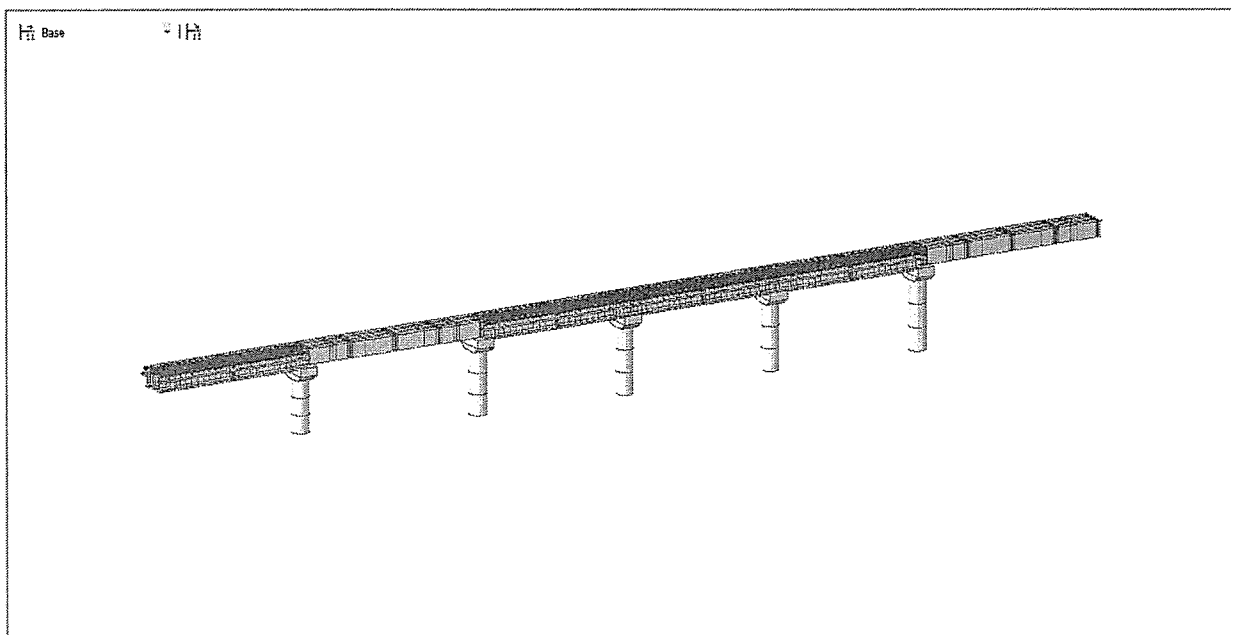


3. 구조해석

3.1 MODELING

해석대상 교량의 상부구조인 PSC BEAM + PSC-e BEAM는 그 특성을 가지는 뼈대구조로 모델링하였다. 기초 중심부를 고정점으로 하였으며 받침은 선형요소를 사용하여 ESB 받침에 맞는 축방향강성 및 수평방향 강성을 적용하여 모델링하였다. 지진해석시 가장 중요한 요소중의 하나인 상부 질량은 프로그램 자동계산과 프레임요소의 단위길이당 질량으로 모델링하였다.

1) 교량전체 모델



3.2 탄성지진 응답계수 산정

(1) 탄성지진응답계수

[도.설.기. 6.3.1, 6.3.2]

1) 가속도계수

구분	적용 계수	비고
구역계수 (Z)	0.110	지진구역1
지진위험도계수 (I)	1.400	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수 (A)	0.154	$A = Z \times I$

2) 지반계수

구분	적용 계수	비고
지반계수 (S)	1.200	지반종류 II

3) 탄성지진응답계수(Cs) 산정

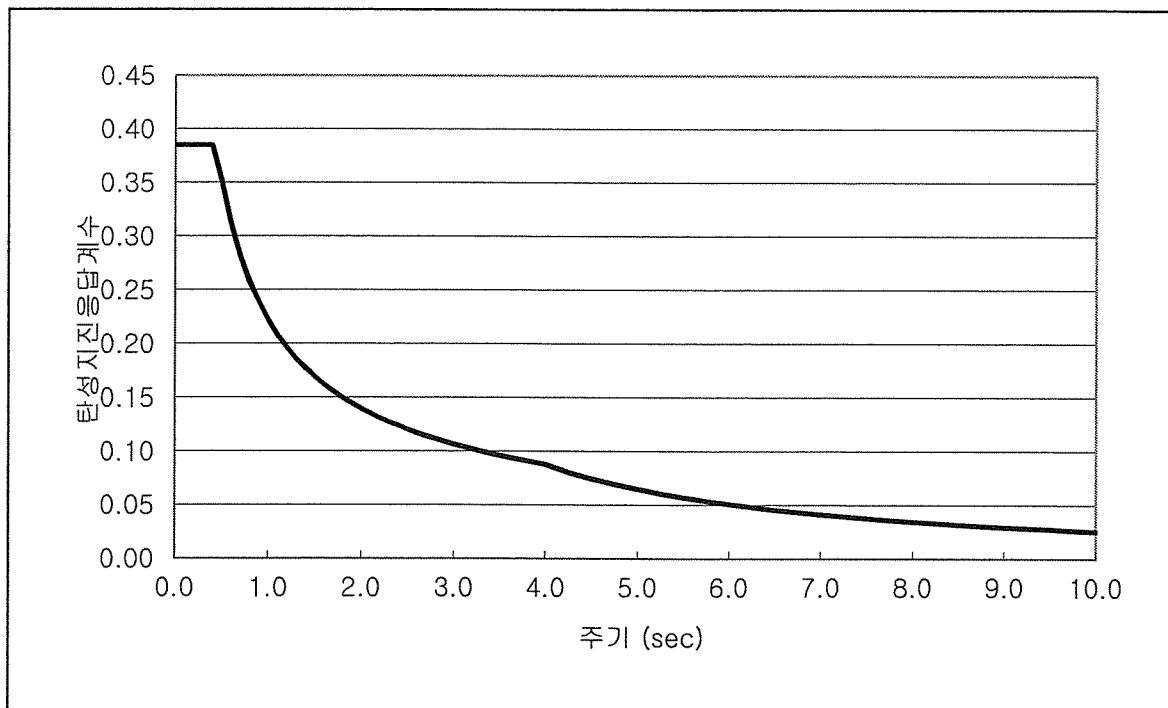
① $T \leq 4.0 \text{ sec}$

$$C_s = (1.2 \times A \times S) / T^{2/3} \leq 2.5 \times A$$

② $T > 4.0 \text{ sec}$

$$C_s = (3 \times A \times S) / T^{4/3}$$

여기서, T : 교량의 주기



4) 탄성지진응답계수

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec ²)	비고
0.0000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.1000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.2000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.3000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.4000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.5000	0.1540	1.2000	0.3520	3.4533	
0.6000	0.1540	1.2000	0.3117	3.0581	
0.7000	0.1540	1.2000	0.2813	2.7594	
0.8000	0.1540	1.2000	0.2573	2.5244	
0.9000	0.1540	1.2000	0.2379	2.3338	
1.0000	0.1540	1.2000	0.2218	2.1755	
1.1000	0.1540	1.2000	0.2081	2.0415	
1.2000	0.1540	1.2000	0.1964	1.9265	
1.3000	0.1540	1.2000	0.1862	1.8264	
1.4000	0.1540	1.2000	0.1772	1.7383	
1.5000	0.1540	1.2000	0.1692	1.6602	
1.6000	0.1540	1.2000	0.1621	1.5903	
1.7000	0.1540	1.2000	0.1557	1.5273	
1.8000	0.1540	1.2000	0.1499	1.4702	
1.9000	0.1540	1.2000	0.1446	1.4181	
2.0000	0.1540	1.2000	0.1397	1.3705	
2.1000	0.1540	1.2000	0.1352	1.3266	
2.2000	0.1540	1.2000	0.1311	1.2861	
2.3000	0.1540	1.2000	0.1273	1.2485	
2.4000	0.1540	1.2000	0.1237	1.2136	
2.5000	0.1540	1.2000	0.1204	1.1810	
2.6000	0.1540	1.2000	0.1173	1.1505	
2.7000	0.1540	1.2000	0.1144	1.1220	
2.8000	0.1540	1.2000	0.1116	1.0951	
2.9000	0.1540	1.2000	0.1090	1.0698	
3.0000	0.1540	1.2000	0.1066	1.0459	
3.2000	0.1540	1.2000	0.1021	1.0018	
3.4000	0.1540	1.2000	0.0981	0.9621	
3.6000	0.1540	1.2000	0.0944	0.9262	
3.8000	0.1540	1.2000	0.0911	0.8934	
4.0000	0.1540	1.2000	0.0880	0.8633	
4.2500	0.1540	1.2000	0.0805	0.7900	
4.5000	0.1540	1.2000	0.0746	0.7321	

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec ²)	비고
4.7500	0.1540	1.2000	0.0694	0.6811	
5.0000	0.1540	1.2000	0.0648	0.6361	
5.2500	0.1540	1.2000	0.0608	0.5960	
5.5000	0.1540	1.2000	0.0571	0.5602	
5.7500	0.1540	1.2000	0.0538	0.5280	
6.0000	0.1540	1.2000	0.0508	0.4988	
6.2500	0.1540	1.2000	0.0482	0.4724	
6.5000	0.1540	1.2000	0.0457	0.4483	
6.7500	0.1540	1.2000	0.0435	0.4263	
7.0000	0.1540	1.2000	0.0414	0.4062	
7.2500	0.1540	1.2000	0.0395	0.3876	
7.5000	0.1540	1.2000	0.0378	0.3705	
7.7500	0.1540	1.2000	0.0361	0.3546	
8.0000	0.1540	1.2000	0.0347	0.3399	
8.2500	0.1540	1.2000	0.0333	0.3263	
8.5000	0.1540	1.2000	0.0320	0.3135	
8.7500	0.1540	1.2000	0.0307	0.3016	
9.0000	0.1540	1.2000	0.0296	0.2905	
9.2500	0.1540	1.2000	0.0286	0.2801	
9.5000	0.1540	1.2000	0.0276	0.2703	
9.7500	0.1540	1.2000	0.0266	0.2611	
10.0000	0.1540	1.2000	0.0257	0.2524	
15.0000	0.1540	1.2000	0.0150	0.1470	
20.0000	0.1540	1.2000	0.0102	0.1002	

4. 고유치 해석결과

4.1 주기 및 진동수

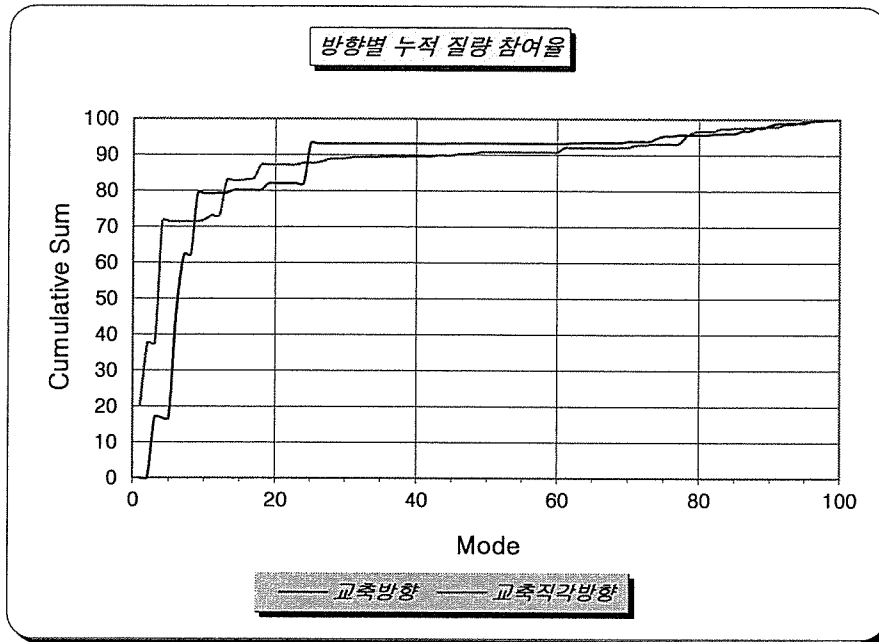
< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
1	9.3180	1.4830	0.6743	
2	9.3953	1.4953	0.6688	
3	13.1643	2.0952	0.4773	
4	14.1042	2.2447	0.4455	
5	14.9482	2.3791	0.4203	
6	15.0044	2.3880	0.4188	
7	15.9406	2.5370	0.3942	
8	16.3305	2.5991	0.3848	
9	17.9857	2.8625	0.3493	
10	18.6356	2.9659	0.3372	
11	20.3140	3.2331	0.3093	
12	23.4652	3.7346	0.2678	
13	23.5770	3.7524	0.2665	
14	23.8187	3.7909	0.2638	
15	25.1997	4.0107	0.2493	
16	27.5600	4.3863	0.2280	
17	28.7214	4.5711	0.2188	
18	29.0271	4.6198	0.2165	
19	32.9077	5.2374	0.1909	
20	33.6558	5.3565	0.1867	
21	33.9782	5.4078	0.1849	
22	34.2869	5.4569	0.1833	
23	38.7142	6.1616	0.1623	
24	39.2108	6.2406	0.1602	
25	48.5774	7.7313	0.1293	
26	50.7084	8.0705	0.1239	
27	51.3710	8.1759	0.1223	
28	51.5626	8.2064	0.1219	
29	51.7747	8.2402	0.1214	
30	53.7948	8.5617	0.1168	
31	58.2436	9.2698	0.1079	
32	66.6766	10.6119	0.0942	
33	72.1282	11.4796	0.0871	
34	72.6436	11.5616	0.0865	
35	75.0347	11.9421	0.0837	
36	75.5026	12.0166	0.0832	
37	75.5039	12.0168	0.0832	
38	76.5167	12.1780	0.0821	
39	79.2385	12.6112	0.0793	
40	79.4401	12.6433	0.0791	
41	80.6505	12.8359	0.0779	
42	80.6523	12.8362	0.0779	
43	80.9855	12.8892	0.0776	
44	81.7396	13.0093	0.0769	
45	81.9869	13.0486	0.0766	
46	85.3705	13.5871	0.0736	
47	87.5106	13.9277	0.0718	
48	87.9950	14.0048	0.0714	
49	88.6685	14.1120	0.0709	
50	94.0701	14.9717	0.0668	

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
51	95.6703	15.2264	0.0657	
52	104.2210	16.5873	0.0603	
53	104.2370	16.5898	0.0603	
54	105.9893	16.8687	0.0593	
55	105.9944	16.8695	0.0593	
56	112.9659	17.9791	0.0556	
57	113.0938	17.9994	0.0556	
58	114.9071	18.2880	0.0547	
59	119.1346	18.9609	0.0527	
60	121.6313	19.3582	0.0517	
61	122.0571	19.4260	0.0515	
62	124.3334	19.7883	0.0505	
63	125.5766	19.9861	0.0500	
64	125.8519	20.0300	0.0499	
65	134.9062	21.4710	0.0466	
66	140.3722	22.3409	0.0448	
67	145.7319	23.1939	0.0431	
68	146.3631	23.2944	0.0429	
69	147.5470	23.4828	0.0426	
70	153.2323	24.3877	0.0410	
71	160.1410	25.4872	0.0392	
72	160.6668	25.5709	0.0391	
73	164.5477	26.1886	0.0382	
74	167.2623	26.6206	0.0376	
75	171.9449	27.3659	0.0365	
76	177.7879	28.2958	0.0353	
77	180.5857	28.7411	0.0348	
78	190.5445	30.3261	0.0330	
79	196.1873	31.2242	0.0320	
80	217.3457	34.5916	0.0289	
81	218.0328	34.7010	0.0288	
82	246.8338	39.2848	0.0255	
83	250.4020	39.8527	0.0251	
84	264.2907	42.0632	0.0238	
85	275.4273	43.8356	0.0228	
86	284.9446	45.3503	0.0221	
87	310.4426	49.4085	0.0202	
88	322.8170	51.3779	0.0195	
89	332.8749	52.9787	0.0189	
90	357.3116	56.8679	0.0176	
91	424.1737	67.5093	0.0148	
92	440.0898	70.0425	0.0143	
93	511.4613	81.4016	0.0123	
94	527.7320	83.9912	0.0119	
95	666.3478	106.0526	0.0094	
96	699.0040	111.2499	0.0090	
97	818.9437	130.3389	0.0077	
98	864.9382	137.6592	0.0073	
99	1123.698	178.8421	0.0056	
100	1157.218	184.1769	0.0054	

4.2 질량 참여율

고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%를 상회함을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.



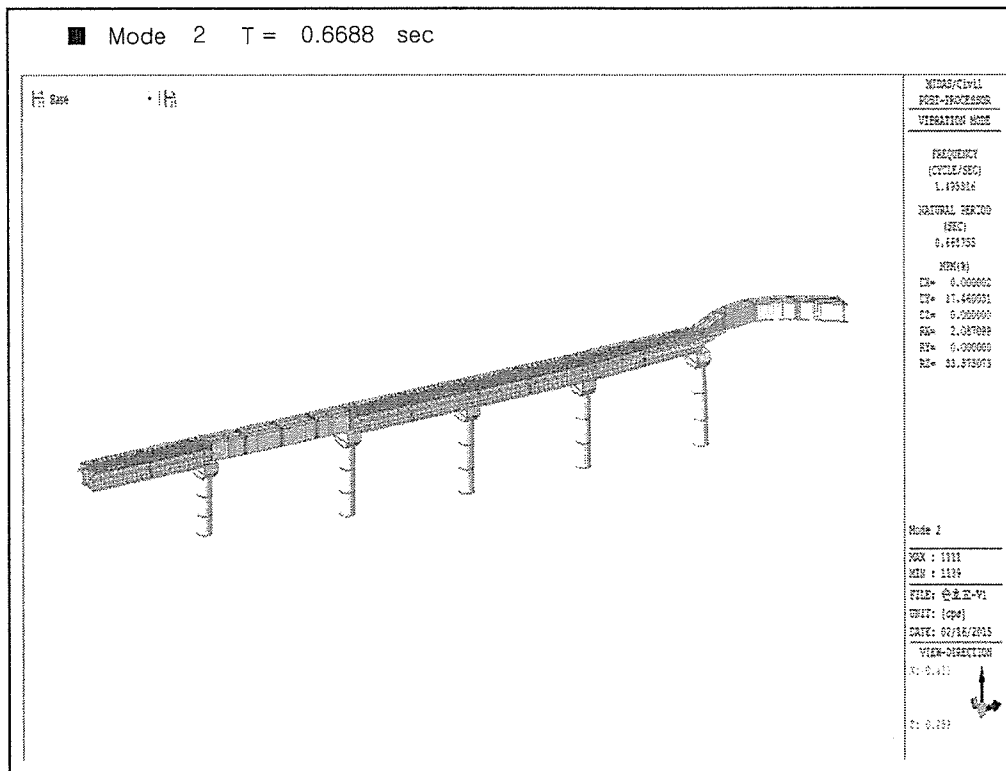
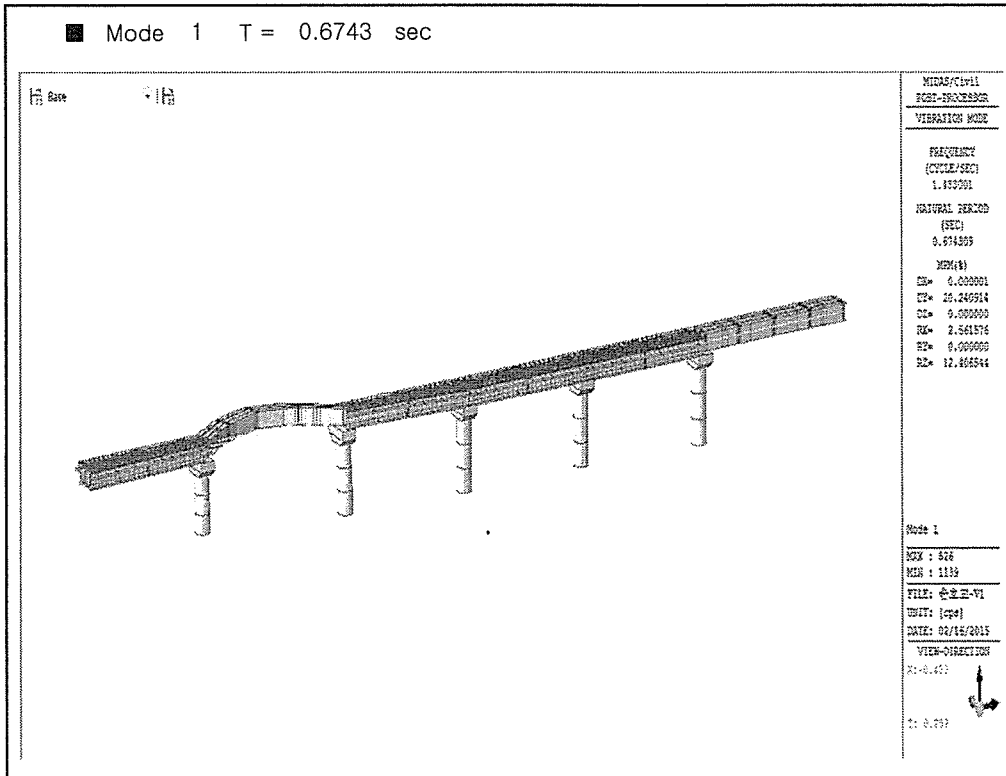
< 질량참여율 >

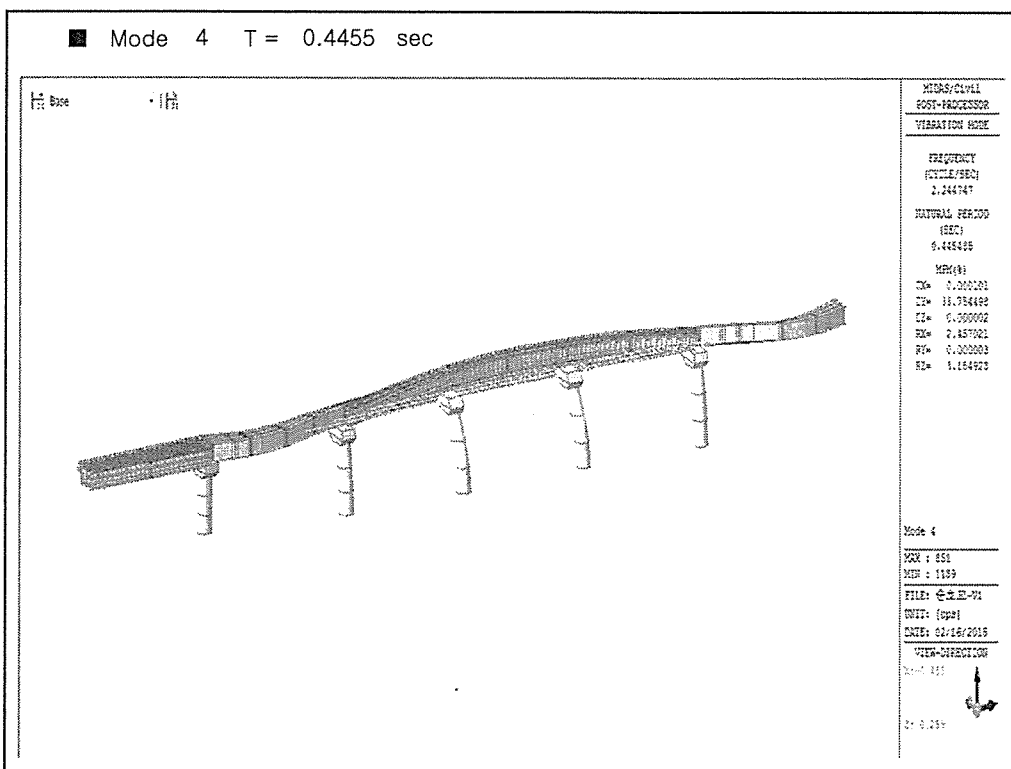
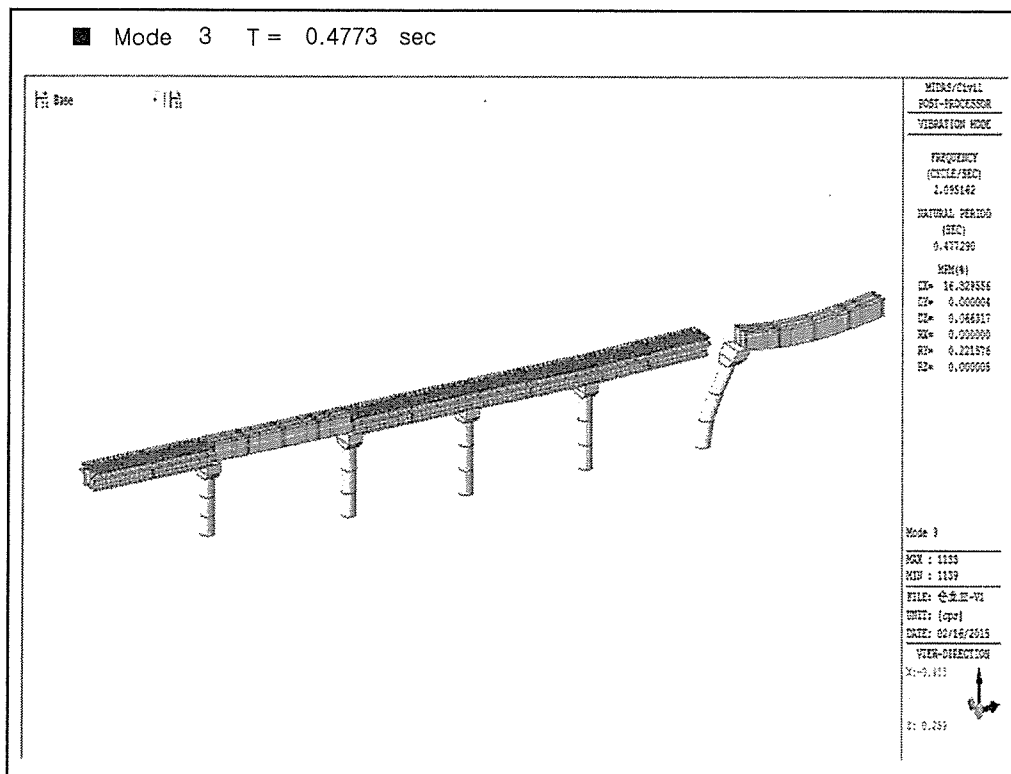
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.6743	0.000	20.240	0.000	0.000	20.240	0.000
2	0.6688	0.000	17.460	0.000	0.000	37.700	0.000
3	0.4773	16.830	0.000	0.070	16.830	37.700	0.070
4	0.4455	0.000	33.750	0.000	16.830	71.460	0.070
5	0.4203	0.000	0.000	0.000	16.830	71.460	0.070
6	0.4188	30.180	0.000	0.040	47.010	71.460	0.100
7	0.3942	15.310	0.000	0.000	62.320	71.460	0.110
8	0.3848	0.000	0.020	0.000	62.320	71.470	0.110
9	0.3493	16.850	0.000	0.660	79.170	71.470	0.770
10	0.3372	0.000	0.500	0.000	79.170	71.980	0.770
11	0.3093	0.000	1.210	0.000	79.170	73.190	0.770
12	0.2678	0.200	0.020	11.740	79.370	73.200	12.510
13	0.2665	0.010	9.520	0.070	79.380	82.720	12.580
14	0.2638	0.830	0.170	11.470	80.210	82.880	24.050
15	0.2493	0.000	0.020	0.000	80.210	82.910	24.050
16	0.2280	0.000	0.260	0.000	80.210	83.170	24.050
17	0.2188	0.000	0.450	0.000	80.210	83.620	24.050
18	0.2165	0.000	3.590	0.000	80.210	87.210	24.060

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
19	0.1909	1.770	0.000	8.490	81.980	87.210	32.540
20	0.1867	0.110	0.000	28.950	82.090	87.210	61.490
21	0.1849	0.000	0.000	0.070	82.090	87.210	61.560
22	0.1833	0.010	0.000	0.970	82.100	87.210	62.530
23	0.1623	0.000	0.020	0.000	82.100	87.230	62.530
24	0.1602	0.000	0.550	0.000	82.100	87.770	62.530
25	0.1293	11.040	0.000	1.030	93.140	87.780	63.560
26	0.1239	0.000	0.100	0.000	93.140	87.880	63.560
27	0.1223	0.000	0.530	0.000	93.140	88.410	63.570
28	0.1219	0.010	0.500	0.000	93.150	88.910	63.570
29	0.1214	0.000	0.000	0.000	93.150	88.920	63.570
30	0.1168	0.000	0.080	0.000	93.150	89.000	63.570
31	0.1079	0.000	0.350	0.000	93.150	89.350	63.570
32	0.0942	0.000	0.000	0.000	93.150	89.350	63.570
33	0.0871	0.000	0.010	0.000	93.150	89.360	63.570
34	0.0865	0.000	0.000	0.000	93.150	89.360	63.570
35	0.0837	0.000	0.060	0.000	93.150	89.420	63.570
36	0.0832	0.000	0.000	0.000	93.150	89.420	63.570
37	0.0832	0.000	0.000	0.000	93.150	89.420	63.570
38	0.0821	0.000	0.040	0.000	93.150	89.460	63.570
39	0.0793	0.000	0.080	0.000	93.150	89.550	63.570
40	0.0791	0.000	0.000	0.000	93.150	89.550	63.570
41	0.0779	0.000	0.000	0.000	93.150	89.550	63.570
42	0.0779	0.000	0.000	0.000	93.150	89.550	63.570
43	0.0776	0.000	0.320	0.000	93.150	89.870	63.570
44	0.0769	0.040	0.000	0.000	93.190	89.870	63.570
45	0.0766	0.020	0.000	0.010	93.200	89.870	63.580
46	0.0736	0.000	0.380	0.000	93.200	90.250	63.580
47	0.0718	0.000	0.100	0.000	93.200	90.340	63.580
48	0.0714	0.000	0.060	0.000	93.200	90.400	63.580
49	0.0709	0.000	0.410	0.000	93.200	90.810	63.580
50	0.0668	0.000	0.000	0.000	93.200	90.810	63.580
51	0.0657	0.000	0.020	0.000	93.200	90.840	63.580
52	0.0603	0.000	0.000	0.000	93.200	90.840	63.580
53	0.0603	0.000	0.000	0.000	93.200	90.840	63.580
54	0.0593	0.000	0.000	0.000	93.200	90.840	63.580
55	0.0593	0.000	0.000	0.000	93.200	90.840	63.580
56	0.0556	0.000	0.000	0.000	93.200	90.840	63.580
57	0.0556	0.000	0.000	0.000	93.200	90.840	63.580
58	0.0547	0.000	0.000	0.000	93.200	90.840	63.580

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
59	0.0527	0.010	0.000	0.000	93.210	90.840	63.580
60	0.0517	0.000	0.000	0.010	93.210	90.840	63.580
61	0.0515	0.000	1.220	0.000	93.210	92.060	63.580
62	0.0505	0.210	0.000	0.000	93.420	92.060	63.580
63	0.0500	0.000	0.000	0.000	93.420	92.060	63.580
64	0.0499	0.070	0.000	0.030	93.490	92.060	63.620
65	0.0466	0.000	0.000	0.000	93.490	92.060	63.620
66	0.0448	0.000	0.000	0.000	93.490	92.060	63.620
67	0.0431	0.000	0.010	0.030	93.490	92.070	63.650
68	0.0429	0.000	0.010	0.020	93.490	92.070	63.670
69	0.0426	0.000	0.090	0.000	93.490	92.160	63.670
70	0.0410	0.380	0.000	0.360	93.870	92.170	64.030
71	0.0392	0.000	0.620	0.000	93.870	92.780	64.030
72	0.0391	0.030	0.040	0.070	93.900	92.830	64.100
73	0.0382	0.000	0.290	0.030	93.900	93.120	64.130
74	0.0376	0.890	0.000	0.450	94.790	93.120	64.580
75	0.0365	0.600	0.000	0.010	95.390	93.120	64.590
76	0.0353	0.000	0.050	0.000	95.390	93.170	64.590
77	0.0348	0.320	0.000	0.240	95.710	93.170	64.830
78	0.0330	0.000	1.870	0.000	95.710	95.040	64.830
79	0.0320	0.000	1.270	0.000	95.710	96.310	64.830
80	0.0289	0.000	0.380	0.180	95.710	96.690	65.010
81	0.0288	0.000	0.010	12.010	95.710	96.700	77.020
82	0.0255	0.230	0.000	0.000	95.940	96.700	77.030
83	0.0251	0.000	0.700	0.000	95.940	97.400	77.030
84	0.0238	0.170	0.000	0.010	96.110	97.400	77.040
85	0.0228	0.000	0.200	0.000	96.110	97.610	77.040
86	0.0221	0.740	0.000	0.010	96.850	97.610	77.050
87	0.0202	0.000	0.100	0.060	96.850	97.710	77.110
88	0.0195	0.780	0.000	1.540	97.630	97.710	78.650
89	0.0189	0.000	0.240	0.020	97.630	97.950	78.670
90	0.0176	0.770	0.000	0.450	98.400	97.950	79.120
91	0.0148	0.550	0.000	0.040	98.950	97.950	79.150
92	0.0143	0.000	0.690	0.000	98.950	98.640	79.150
93	0.0123	0.070	0.000	0.500	99.020	98.640	79.660
94	0.0119	0.000	0.480	0.000	99.020	99.120	79.660
95	0.0094	0.000	0.410	0.000	99.020	99.530	79.660
96	0.0090	0.650	0.000	0.020	99.670	99.530	79.680
97	0.0077	0.000	0.380	0.000	99.670	99.910	79.680
98	0.0073	0.270	0.000	0.030	99.940	99.910	79.710
99	0.0056	0.000	0.090	0.000	99.940	100.000	79.710
100	0.0054	0.060	0.000	0.030	100.000	100.000	79.740

4.3 모드형상(Mode Shape)





5. 내진해석결과

5.1 탄성지진력

1) 교각 하부 전단력

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)
P1	2794.790	5.440	11.300	1533.150
P2	2610.040	4.020	2.420	1551.630
P3	2626.210	3.650	3.550	2329.430
P4	2671.980	3.550	3.880	2395.480
P5	2785.500	2.900	2.080	1582.350

2) 교각 하부 모멘트

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)
P1	26114.980	59.340	95.340	15636.580
P2	27880.690	42.090	16.320	18322.540
P3	29290.420	42.180	39.430	28149.430
P4	29795.570	41.090	42.890	29007.920
P5	32575.770	27.200	20.370	20043.040

5.2 탄성지진력 조합

- 하중경우 1 : 1.0 X (교축방향해석) + 0.3 X (교축직각방향해석)
- 하중경우 2 : 0.3 X (교축방향해석) + 1.0 X (교축직각방향해석)

1) 교각 하부 전단력

교각 번호	교축방향 Fx (kN)		교축직각방향 Fy (kN)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	2798.180	849.737	465.385	1534.782
P2	2610.766	785.432	469.509	1552.836
P3	2627.275	791.413	702.479	2330.525
P4	2673.144	805.474	722.194	2396.545
P5	2786.124	837.730	477.605	1583.220

2) 교각 하부 모멘트

교각 번호	교축방향 Mx (kN-m)		교축직각방향 My (kN-m)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	26143.582	7929.834	4750.314	15654.382
P2	27885.586	8380.527	5538.852	18335.167
P3	29302.249	8826.556	8487.009	28162.084
P4	29808.437	8981.561	8743.466	29020.247
P5	32581.881	9793.101	6040.112	20051.200

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

교각 번호	전단력 Fx (kN)		모멘트 My (kN-m)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
P1	2798.180	1534.782	26143.582	15654.382
P2	2610.766	1552.836	27885.586	18335.167
P3	2627.275	2330.525	29302.249	28162.084
P4	2673.144	2396.545	29808.437	29020.247
P5	2786.124	1583.220	32581.881	20051.200

5. 내진해석결과

5.1 탄성지진력

1) 교각 상부 전단력

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)
P1	2735.050	5.120	10.920	1492.870
P2	2526.490	3.740	2.210	1509.010
P3	2535.900	3.450	3.410	2246.630
P4	2580.370	3.320	3.720	2312.710
P5	2695.830	2.220	1.800	1534.280

2) 교각 상부 모멘트

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)
P1	5353.460	25.630	12.460	4336.370
P2	4716.800	10.680	5.420	4585.380
P3	4708.670	9.130	6.430	6396.130
P4	4783.480	9.170	6.960	6624.000
P5	5105.930	7.900	3.310	4486.970

5.2 탄성지진력 조합

- 하중경우 1 : 1.0 X (교축방향해석) + 0.3 X (교축직각방향해석)
- 하중경우 2 : 0.3 X (교축방향해석) + 1.0 X (교축직각방향해석)

1) 교각 상부 전단력

교각 번호	교축방향 Fx (kN)		교축직각방향 Fy (kN)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	2738.326	831.435	452.981	1494.406
P2	2527.153	760.157	456.443	1510.132
P3	2536.923	764.180	677.439	2247.665
P4	2581.486	777.831	697.133	2313.706
P5	2696.370	810.549	462.504	1534.946

2) 교각 상부 모멘트

교각 번호	교축방향 Mx (kN-m)		교축직각방향 My (kN-m)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	5357.198	1618.498	1326.541	4344.059
P2	4718.426	1420.460	1386.294	4588.584
P3	4710.599	1419.031	1927.969	6398.869
P4	4785.568	1442.004	1996.370	6626.751
P5	5106.923	1535.089	1353.991	4489.340

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

교각 번호	전단력 Fx (kN)		모멘트 My (kN-m)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
P1	2738.326	1494.406	5357.198	4344.059
P2	2527.153	1510.132	4718.426	4588.584
P3	2536.923	2247.665	4710.599	6398.869
P4	2581.486	2313.706	4785.568	6626.751
P5	2696.370	1534.946	5106.923	4489.340

5.3 받침부에 작용하는 탄성지진력

1) 발생 지진력

받침1개당 단면력

구분		교축방향 해석		교축직각방향 해석	
		교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)
A1	B1	652.900	2.830	311.320	178.980
	B2	650.990	2.840	2.460	179.330
	B3	651.580	2.840	310.640	178.930
P1-L	B1	0.000	1.460	0.000	238.470
	B2	0.000	1.460	0.000	239.310
	B3	0.000	1.460	0.000	238.320
P1-R	B1	841.640	0.640	270.430	327.860
	B2	831.830	0.690	4.280	355.500
	B3	836.150	0.640	271.520	327.860
P2-L	B1	0.000	0.460	0.000	319.010
	B2	0.000	0.440	0.000	344.960
	B3	0.000	0.440	0.000	318.880
P2-R	B1	756.140	0.890	563.100	266.840
	B2	751.920	0.900	0.930	267.870
	B3	753.060	0.890	561.900	266.690
P3-L	B1	0.000	0.550	0.000	276.180
	B2	0.000	0.550	0.000	277.130
	B3	0.000	0.550	0.000	276.010
P3-R	B1	756.590	0.760	225.980	398.560
	B2	752.240	0.770	0.990	400.050
	B3	753.260	0.760	224.630	398.310
P4-L	B1	0.000	0.670	0.000	378.400
	B2	0.000	0.670	0.000	379.820
	B3	0.000	0.660	0.000	378.160
P4-R	B1	770.250	0.670	399.410	318.460
	B2	765.620	0.670	1.180	319.600
	B3	766.450	0.670	399.470	318.250
P5-L	B1	0.000	0.660	0.000	267.900
	B2	0.000	0.660	0.000	268.980
	B3	0.000	0.660	0.000	267.740
P5-R	B1	816.140	0.380	153.820	327.570
	B2	807.490	0.390	3.460	354.170
	B3	812.130	0.370	152.580	327.460
A2	B1	0.000	0.440	0.000	306.480
	B2	0.000	0.450	0.000	320.380
	B3	0.000	0.440	0.000	306.500

5.4 받침지진력 조합

- 하중경우 1 : 1.0 X (교축방향해석) + 0.3 X (교축직각방향해석)
- 하중경우 2 : 0.3 X (교축방향해석) + 1.0 X (교축직각방향해석)

구 분		교축방향 Fx (kN)		교축직각방향 Fy (kN)	
		하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
A1	B1	746.296	507.190	56.524	179.829
	B2	651.728	197.757	56.639	180.182
	B3	744.772	506.114	56.519	179.782
P1-L	B1	0.000	0.000	73.001	238.908
	B2	0.000	0.000	73.253	239.748
	B3	0.000	0.000	72.956	238.758
P1-R	B1	922.769	522.922	98.998	328.052
	B2	833.114	253.829	107.340	355.707
	B3	917.606	522.365	98.998	328.052
P2-L	B1	0.000	0.000	96.163	319.148
	B2	0.000	0.000	103.928	345.092
	B3	0.000	0.000	96.104	319.012
P2-R	B1	925.070	789.942	80.942	267.107
	B2	752.199	226.506	81.261	268.140
	B3	921.630	787.818	80.897	266.957
P3-L	B1	0.000	0.000	83.404	276.345
	B2	0.000	0.000	83.689	277.295
	B3	0.000	0.000	83.353	276.175
P3-R	B1	824.384	452.957	120.328	398.788
	B2	752.537	226.662	120.785	400.281
	B3	820.649	450.608	120.253	398.538
P4-L	B1	0.000	0.000	114.190	378.601
	B2	0.000	0.000	114.616	380.021
	B3	0.000	0.000	114.108	378.358
P4-R	B1	890.073	630.485	96.208	318.661
	B2	765.974	230.866	96.550	319.801
	B3	886.291	629.405	96.145	318.451
P5-L	B1	0.000	0.000	81.030	268.098
	B2	0.000	0.000	81.354	269.178
	B3	0.000	0.000	80.982	267.938
P5-R	B1	862.286	398.662	98.651	327.684
	B2	808.528	245.707	106.641	354.287
	B3	857.904	396.219	98.608	327.571
A2	B1	0.000	0.000	92.384	306.612
	B2	0.000	0.000	96.564	320.515
	B3	0.000	0.000	92.390	306.632

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

구분		R	교축방향		교축직각방향	
			설계전단력 Fx (kN)	응답수정계수 적용시	설계전단력 Fx (kN)	응답수정계수 적용시
A1	B1	0.8	746.296	932.870	179.829	224.786
	B2	0.8	651.728	814.660	180.182	225.228
	B3	0.8	744.772	930.965	179.782	224.728
P1-L	B1	1.0	0.000	0.000	238.908	238.908
	B2	1.0	0.000	0.000	239.748	239.748
	B3	1.0	0.000	0.000	238.758	238.758
P1-R	B1	1.0	922.769	922.769	328.052	328.052
	B2	1.0	833.114	833.114	355.707	355.707
	B3	1.0	917.606	917.606	328.052	328.052
P2-L	B1	1.0	0.000	0.000	319.148	319.148
	B2	1.0	0.000	0.000	345.092	345.092
	B3	1.0	0.000	0.000	319.012	319.012
P2-R	B1	1.0	925.070	925.070	267.107	267.107
	B2	1.0	752.199	752.199	268.140	268.140
	B3	1.0	921.630	921.630	266.957	266.957
P3-L	B1	1.0	0.000	0.000	276.345	276.345
	B2	1.0	0.000	0.000	277.295	277.295
	B3	1.0	0.000	0.000	276.175	276.175
P3-R	B1	1.0	824.384	824.384	398.788	398.788
	B2	1.0	752.537	752.537	400.281	400.281
	B3	1.0	820.649	820.649	398.538	398.538
P4-L	B1	1.0	0.000	0.000	378.601	378.601
	B2	1.0	0.000	0.000	380.021	380.021
	B3	1.0	0.000	0.000	378.358	378.358
P4-R	B1	1.0	890.073	890.073	318.661	318.661
	B2	1.0	765.974	765.974	319.801	319.801
	B3	1.0	886.291	886.291	318.451	318.451
P5-L	B1	1.0	0.000	0.000	268.098	268.098
	B2	1.0	0.000	0.000	269.178	269.178
	B3	1.0	0.000	0.000	267.938	267.938
P5-R	B1	1.0	862.286	862.286	327.684	327.684
	B2	1.0	808.528	808.528	354.287	354.287
	B3	1.0	857.904	857.904	327.571	327.571
A2	B1	0.8	0.000	0.000	306.612	383.265
	B2	0.8	0.000	0.000	320.515	400.644
	B3	0.8	0.000	0.000	306.632	383.290

6.5 가시설공

6.5.1 P1,P2 버팀보 사보강

I. 설 계 조 건

I-1. 지 반 자 료

1) 각 토층의 토질점수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	단위중량 (t/m ³)	N	점착력 (t/m ²)	전단 저항각(D0)	토질 형태	지반반력계수 (t/m ²)	마찰저항 (kgf/cm ²)
1	0.000	-3.140	1.80	11	0.000	26.00	FILL	1829.294	0.00
2	-3.140	-3.740	1.80	27	0.500	27.00	SAND	2633.975	0.00
3	-3.740	-5.140	2.00	50	2.900	31.00	WEA.ROCK	3382.672	0.00
4	-5.140	-5.440	2.30	50	25.000	33.00	SOFTROCK	3382.672	0.00

2) 각 토층의 토압계수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	RANKINE식		COULOMB식		CAQUOT & KERISEL		점지토압
			Ka	Ko	Ka	Ko	Ka	Ko	Ko
1	0.000	-3.140	0.390	2.561	0.347	4.399	0.390	3.792	0.562
2	-3.140	-3.740	0.376	2.663	0.334	4.754	0.376	4.040	0.546
3	-3.740	-5.140	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
4	-5.140	-5.440	0.295	3.392	0.264	8.084	0.295	6.099	0.455

I-2. 상 재 하 중

NO	X-NEAR (m)	X-FAR (m)	EL. (m)	LOAD (t/m ²)
1	0.000	20.000	0.000	1.500

I-3. 지하수위 (토류벽 근입장 계산시 사용)

- * 지하수위 고려하는 시점 EL. = -2.800 (m)
- * 지하수위 고려하는 종점 EL. = -3.740 (m)
- * 물의 단위중량 = 1.000 (t/m³)

I-4. 최종 굴착바닥의 위치 및 굴착단계별 위치

- * 최종 굴착바닥 EL. = -3.380 (m)
- * 엄지말뚝 근입길이 = 1.500 (m)
- * 총 굴착 단계의 수 = 3
- * 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.200 -3.380 -3.380

Next Page

I-5. 얽지말뚝(H-PILE, SLURRY WALL등의 수직토류벽)의 제원

- 1) 사용 얽지말뚝(H-Pile, SLURRY WALL등의)의 규격 : U-600X180X13.4
- * 타설계수(E) = 2100000. (kgf/cm²)
 - * 단면적(A) = 173.2 (cm²)
 - * 단면2차모멘트(Ix) = 32400.0 (cm⁴)
 - * 단면계수(Zx) = 1800.0 (cm³)
 - * 단면2차반경 각축방향(Rx) = 7.560 (cm)
 - 약축방향(Ry) = 2.850 (cm)
 - * 얽지말뚝에 작용하는 축하중(N) = 0.000 (tf)
 - * 얽지말뚝 설치간격 = 0.60 (m)

I-6. 버팀보(E/A, Tierod, Nail & Strut) 및 Wale의 Type

○. S T R U T T Y P E

NO	T Y P E	타설계수(E) (kgf/cm ²)	단면적(A) (cm ²)	단면2차반경(cm) Rx	단면계수 Ry	단면계수 Zx(cm ³)
1	H-250X250X9X14	2100000.	92.180	10.800	6.290	867.00

○. W A L E T Y P E

NO	T Y P E	단면적(A) (cm ²)	단면2차반경(cm) Rx	단면계수 Ry	단면계수(Z) (cm ³)
1	H-250X250X9X14	92.180	10.800	6.290	867.00

Next Page

Page No : 3

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

I-7. 각 단계 설치한 버팀보(E/A. Tierod. Nail & Strut) 및 Wale의 제원

NO	EL. (m)	버 팀 보 형 식	설치각 (DO)	자유및 강축	점착장 약축	설치각 (m)	Cable Spring 수(ea)	점수 (t/m')	S/Type 한계압력	W A L E Type	설치수
1	-0.700	Strut	45.0	6.18	4.64	1.60	1	13843.1	1	1	1

Next Page

I-8. 가 설 구조 물

1) 적용설계방법

가설 구조물의 설계는 허용응력 설계법을 적용하며, 가설 구조물은 공사 목적물을 만들기 위한 가설비(본체 구조물 일부로 사용되는 경우도 있음)로서 설치되므로 다음 규정에 따라 합증된 허용응력을 채택한다.

2) 강재의 허용응력도 (SS-400, SS-490)

종 류	허 용 응 력 도 (Kaf/cm ²)
1. 축방향 인장	$1.400 \times 1.5 = 2.100$
2. 축방향 압축	L/R ≤ 20 $1.400 \times 1.5 = 2.100$
L(Cm):유효 좌굴장	20 < L/R < 93 $2.100 - 13 (L/R - 20)$
R(Cm):단면 2차반경	93 ≤ L/R $\frac{18.000.000}{6.700 + (L/R)^2}$
3. 휨 응 력	인 장 $1.400 \times 1.5 = 2.100$
B:압축Flange폭	압 축 $L/B \leq 4.5$ $1.400 \times 1.5 = 2.100$ $4.5 < L/B \leq 30$ $2.100 - 36(L/B - 4.5)$
L:Flange 고정 접각거리	
4. 전단응력	$800 \times 1.5 = 1.200$
5. 용접강도	공 장 : 모재의 100% 현 장 : 모재의 90%

(도로교설계기준, 2000)

3) 강재의 허용응력도 보정

제2항에서 규정한 각재의 허용응력도는 신규각재의 단기하중에 대한 값으로서 실제 시공시에 반복 재사용과 장기사용을 고려할 때에는 보정계수를 고려하여야 하는데 다음과 같은 값을 적용한다.

강재의 허용응력도 보점계수 = 1.00

Next Page

II. 토류벽의 근입심도 검토

토류벽의 근입깊이는 다음 조건에 대하여 검토하여 결정한다.

- 근입부에 작용하는 주동토압과 수동토압에 대한 안정
- 연약한 점성토 지반에서의 Heaving 현상에 대한 안정
- 지수토류벽등을 사용하는 경우로 모래지반에서의 Boiling 현상에 대한 안정

또한 토류벽의 근입심도 검토는 최종굴착의 경우와 최종굴착 전 단계 경우에 대하여 실시하며, 수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

II-1. 최종 굴착 경우

1) 토 압 계산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계산

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

$$P_a = (\sigma + R_t \cdot h) \cdot K_a - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a}$$

σ : 상재하중 (= 1.5 t/m²)

NO.	EL. (m)	C(t/m ²)		K _a		수 압 (t/m ²)	토 압(t/m ²)		계 (t/m ²)	
		(1)	(2)	(1)	(2)		(1)	(2)	Pa1	Pa2
1	-0.700	0.0	0.0	0.390	0.390	0.000	1.078	1.078	1.078	1.078
2	-2.800	0.0	0.0	0.390	0.390	0.000	2.554	2.554	2.554	2.554
3	-3.140	0.0	0.5	0.390	0.376	0.340	2.660	1.945	3.000	2.285
4	-3.380	0.5	0.5	0.376	0.376	0.580	2.017	2.017	2.597	2.597
5	-3.740	0.5	2.9	0.376	0.320	0.940	2.126	0.000	3.066	0.940
6	-4.880	2.9	0.0	0.320	0.000	0.940	0.000	0.000	0.940	0.940

* 수 동 토 압 계산

$$K_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

$$P_p = R_t \cdot h \cdot K_p + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p}$$

NO.	EL. (m)	C(t/m ²)		K _p		수 압 (t/m ²)	토 압(t/m ²)		계 (t/m ²)	
		(1)	(2)	(1)	(2)		(1)	(2)	Pp1	Pp2
1	-3.380	0.0	0.5	0.000	2.663	0.000	0.000	1.632	0.000	1.632
2	-3.740	0.5	2.9	2.663	3.124	0.360	2.399	11.151	2.759	11.511
3	-4.880	2.9	0.0	3.124	0.000	1.500	14.713	0.000	16.213	0.000

Next Page

2) 근 입 식 검 토 : $d = 1.50 \text{ m}$ 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
 - 수 동 측 = 0.60 m

* ○ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -0.700 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. $(1.078 + 2.554) \times 0.5 \times 2.100 \times 1.192 \times 0.6 = 2.728 \text{ tf-m}$
2. $(2.554 + 3.000) \times 0.5 \times 0.340 \times 2.275 \times 0.6 = 1.288 \text{ tf-m}$
3. $(2.285 + 2.597) \times 0.5 \times 0.240 \times 2.563 \times 0.6 = 0.901 \text{ tf-m}$
4. $(2.597 + 3.066) \times 0.5 \times 0.360 \times 2.865 \times 0.6 = 1.752 \text{ tf-m}$
5. $(0.940 + 0.940) \times 0.5 \times 1.140 \times 3.610 \times 0.6 = 2.321 \text{ tf-m}$

Total moment (M_a) = 8.990 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. $(1.632 + 2.759) \times 0.5 \times 0.360 \times 2.875 \times 0.6 = 1.363 \text{ tf-m}$
2. $(11.511 + 16.213) \times 0.5 \times 1.140 \times 3.642 \times 0.6 = 34.534 \text{ tf-m}$

Total moment (M_b) = 35.897 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 륜

$$S.F = M_b / M_a = 35.897 / 8.990$$

$$= 3.993 > 1.20 \quad \text{O.K.}$$

Next Page

II-3. 보일링(Boilling)에 대한 근입깊이의 검토

근입부분의 토층이 사질지반이므로 토류벽의 근입선단에서 외부에서 내부로 물이 돌아 드는데 따라 생기는 보일링(Boilling) 현상에 대해 검토하여야 하는데 보일링의 검토는 엄밀히 말하면 대단히 어려운 문제이지만 보통 관용되고 있는 과잉수압과 이것에 저항하는 흙의 중량의 밸런스를 계산하는 Terzaghi의 방법과 하계동수구배를 고려하는 방법으로 검토하고자 하며 이 두가지 방법은 보일링 검토에 대한 견해가 다르기 때문에 반드시 두 식을 만족하도록 하지 않으면 안될 것이다.

1) Terzaghi에 의한 보일링의 검토

Terzaghi의 실험에 의하면 보일링이 생기는 폭은 근입깊이의 1/2이라고 하므로 이 폭에 대한 균형식은 $W = F_s \cdot U$ 와 같다.

- 보일링을 일으키려고 하는 힘 과잉수압 $U = R_w \cdot H_a \cdot D / 2$
 - 보일링에 저항하려는 흙의 중량 $W = R' \cdot D \cdot D / 2$
- 여기서, D : 굴착 저면에서의 토류벽의 근입깊이(m)
 R_w : 물의 단위중량 (KN/m³)
 R' : 모래의 수중 단위중량 (KN/m³)
 H_a : 보일링의 평균 과잉수두(=H/2)(m)

- 보일링을 일으키려고 하는 힘 과잉수압 U (t/m)
 $U = R_w \cdot H_a \cdot D / 2 = 1.00 \times 0.29 \times 1.50 / 2 = 0.218$
- 보일링에 저항하려는 흙의 중량 W (t/m)
 $W = R' \cdot D \cdot D / 2 = 0.80 \times 1.50 \times 1.50 / 2 = 0.900$
- 근 입 부 의 안 전 륜
 $S.F = W / U = 0.900 / 0.218$
 $= 4.138 > 1.20 \quad \text{O.K.}$

2) 하계동수구배를 생각한 보일링의 검토

동수구배(I)가 하계동수구배(Ic)와 같을때는 유효응력이 Zero(0)가 되면 모래의 전단저항이 Zero(0)가 되며, 이때 Boilling현상이 생긴다. 따라서 Boilling현상이 생기지 않기 위해서는 $I < I_c$, 즉 동수구배를 하계동수구배에 대한 안전율(Fs)을 유지하도록 고려 하여야 한다. ($I = F_s \cdot I_c$)

- 동수구배 (I)
 $I = H / L = 0.58 / 3.58 = 0.162$
- 하계동수구배 (Ic)
 $I_c = R' / R_w = 0.80 / 1.00 = 0.800$
- 근 입 부 의 안 전 륜
 $S.F = I_c / I = 0.800 / 0.162$
 $= 4.938 > 1.20 \quad \text{O.K.}$

Next Page

III. 각 굴착 단계별 각 점점의 변위, 전단력, 모멘트 및 반력 집계표

(* 여기서 출력되는 값은 1.0m 단위폭당 값임.)

1) 각 점점의 토압 집계표(단위: t/m²/M)

점점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)			MAX.
		1 -1.20	2 -3.38	3 -3.38	
1	0.000	0.59	0.59	1.92	1.92
	-0.700	1.08	1.08	1.92	1.92
2	-0.700	1.08	1.08	1.92	1.92
	-1.200	1.43	1.43	1.92	1.92
3	-1.200	1.43	1.43	1.92	1.92
	-2.000	1.18	1.99	1.92	1.99
4	-2.000	1.18	1.99	1.92	1.99
	-2.800	0.94	2.55	1.92	2.55
5	-2.800	0.94	2.55	1.92	2.55
	-3.140	1.23	2.79	1.92	2.79
6	-3.140	0.75	2.07	1.85	2.07
	-3.380	1.31	2.24	1.85	2.24
7	-3.380	1.31	2.24	0.00	0.00
	-3.740	2.16	2.55	0.00	0.00
8	-3.740	1.00	0.00	0.00	0.00
	-4.310	0.00	0.00	0.00	0.00
9	-4.310	0.00	0.00	0.00	0.00
	-4.880	0.00	0.00	0.00	0.00
MAX.		2.16	2.79	1.92	2.79

Next Page

2) 각 접점의 변위 집계표(단위:mm/M)

접점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착			EL.(m) MAX.
		1 -1.20	2 -3.38	3 -3.38	
1	0.000	4.45	4.54	0.24	4.54
2	-0.700	3.61	3.87	0.33	3.87
3	-1.200	3.02	3.40	0.40	3.40
4	-2.000	2.09	2.62	0.47	2.62
5	-2.800	1.21	1.82	0.49	1.82
6	-3.140	0.85	1.46	0.47	1.46
7	-3.380	0.61	1.21	0.45	1.21
8	-3.740	0.25	0.83	0.42	0.83
9	-4.310	-0.30	0.23	0.36	0.36
10	-4.880	-0.84	-0.36	0.30	0.00
MAX.		4.45	4.54	0.49	4.54

Next Page

3) 각 접점의 전단력 집계표(단위:tf/M)

접점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)			
		1 -1.20	2 -3.38	3 -3.38	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
	-0.700	0.58	0.58	1.35	1.35
2	-0.700	-0.58	3.07	3.23	3.23
	-1.200	1.21	-2.45	-2.27	-2.45
3	-1.200	-0.70	2.45	2.27	2.45
	-2.000	1.32	-1.08	-0.73	1.32
4	-2.000	-0.45	1.08	0.73	1.08
	-2.800	0.49	0.74	0.81	0.81
5	-2.800	0.24	-0.74	-0.81	-0.81
	-3.140	-0.24	1.65	1.47	1.65
6	-3.140	0.68	-1.65	-1.47	-1.65
	-3.380	-0.68	2.17	1.91	2.17
7	-3.380	1.05	-2.09	-1.55	-2.09
	-3.740	-1.05	2.42	1.55	2.42
8	-3.740	1.40	-1.49	-0.96	-1.49
	-4.310	-1.40	1.49	0.96	1.49
9	-4.310	0.81	-0.46	-0.27	0.81
	-4.880	-0.81	0.46	0.30	-0.81
MAX.		1.40	3.07	3.23	3.23

Next Page

Page No : 11

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

4) 각 절점의 모멘트 집계표(단위:tf-m/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)			MAX.
		1 -1.20	2 -3.38	3 -3.38	
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.700	0.18	0.18	0.47	0.47
3	-1.200	0.62	-1.20	-0.90	-1.20
4	-2.000	1.50	-2.64	-2.10	-2.64
5	-2.800	1.88	-2.81	-2.06	-2.81
6	-3.140	1.80	-2.40	-1.68	-2.40
7	-3.380	1.64	-1.95	-1.27	-1.95
8	-3.740	1.26	-1.12	-0.71	1.26
9	-4.310	0.46	-0.26	-0.16	0.46
10	-4.880	0.00	0.00	0.00	0.00
MAX.		1.88	2.81	-2.10	2.81

Next Page

Page No : 12

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:tf/M)

점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)			EL.(m) MAX.
		1	2	3	
		-1.20	-3.38	-3.38	
2	-0.700	0.00	-3.65	-4.58	-4.58
MAX.		0.00	-3.65	-4.58	-4.58

Next Page

IV. 굴착 주변의 지반침하 예측

=====

굴착의 시공계획에 있어서는 굴착에 따른 주변지반의 변형을 추정하고 인접 건물에 대한 영향에 대하여 검토 하여야 하는데, 침하 추정 방법은 무수히 많으며 주장하는 학자에 따라서도 상당한 차이가 있다.

여기서는 Caspe의 방법(1966)에 의하여 다음과 같은 단계로 구하였다.

- 횡방향 벽의 처짐을 구한다.
- 처짐의 체적 Vs를 구한다. (평균단면적법 또는 Simpson의 제1공식 사용)
- 지반침하 영향거리 (균열거리) D를 계산한다.
- 벽면에서의 지표면 침하 Sw를 계산한다.
- D로부터 벽까지 Si의 포물선 변화를 가정하여 잔존침하를 계산한다.
- 해체검토시, 콘크리트 벽체 및 슬래브가 시공된 구간은 콘크리트벽체 및 슬래브 시공전 단계까지의 최대변위를 최대값으로 적용한다

1) 토류벽의 횡방향 변위량

점 번호	Elevation (m)	변 위 량 (cm)	점 번호	Elevation (m)	변 위 량 (cm)
1	0.000	0.45425	2	-0.700	0.38745
3	-1.200	0.33999	4	-2.000	0.26249
5	-2.800	0.18157	6	-3.140	0.14621
7	-3.380	0.12102	8	-3.740	0.08309
9	-4.310	0.03611			

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

$$Vs = 0.01064 \text{ m}^3/\text{m}$$

3) 굴 착 폭 (B) 및 굴 착 심 도 (Hw)

$$B = 14.0 \text{ m} \quad Hw = 3.4 \text{ m}$$

Next Page

4) 굴착 거리 (Ht)

$$\begin{aligned} \text{평균 내부마찰각 } \phi &= 26.07 \text{ 도} \\ H_d &= 0.5 \times B \times \tan (45 + \phi/2) \\ &= 0.5 \times 14.0 \times \tan (45 + 26.07 /2) = 11.22 \text{ m} \\ H_t &= H_d + H_w = 11.22 \text{ m} + 3.38 \text{ m} = 14.60 \text{ m} \end{aligned}$$

5) 침하영향 거리 (D)

$$\begin{aligned} D &= H_t \times \tan (45 - \phi/2) \\ &= 14.60 \text{ m} \times \tan (45 - 26.07 /2) = 9.11 \text{ m} \end{aligned}$$

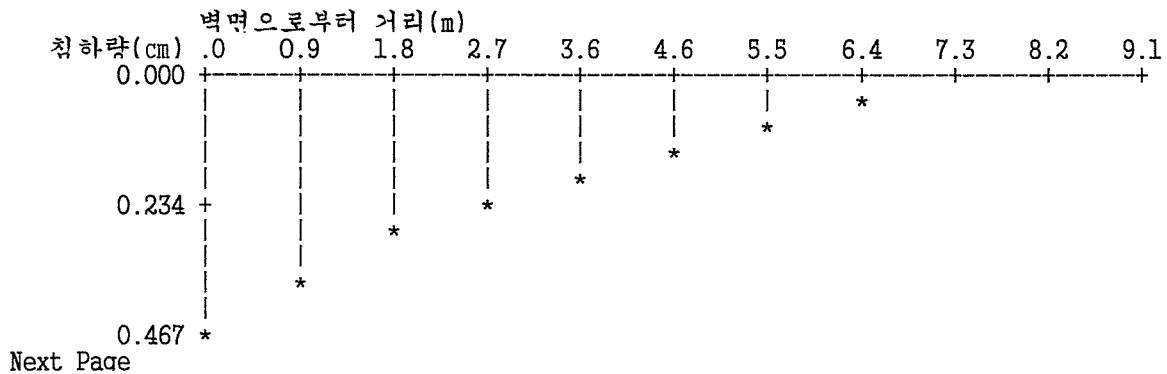
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

$$\begin{aligned} S_w &= 4 \times V_s / D = 4 \times 0.01064 / 9.11 \\ &= 0.004672 \text{ m} = 0.467 \text{ cm} \end{aligned}$$

7) 거리별 침하량 (Si) 및 점점간 침하구배

$$S_i = S_w \times ((D - X_i)/D)^2 = 0.467 \times ((9.11 - X_i) / 9.11)^2$$

점점 NO.	거 리 Xi(m)	침 하 량 Si(cm)	점점간 부등침하 부등침하량	구 배	점점 NO.	거 리 Xi(m)	침 하 량 Si(cm)	점점간 부등침하 부등침하량	구 배
1	0.000	0.46717	0.000	1/ 0	2	0.911	0.37840	0.089	1/1026
3	1.822	0.29899	0.079	1/1147	4	2.733	0.22891	0.070	1/1300
5	3.644	0.16818	0.061	1/1500	6	4.555	0.11679	0.051	1/1773
7	5.465	0.07475	0.042	1/2167	8	6.376	0.04204	0.033	1/2786
9	7.287	0.01869	0.023	1/3900	10	8.198	0.00467	0.014	1/6500
11	9.109	0.00000	0.005	1/9999					



Page No : 15

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

V . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod 및 Strut등)의 설 계

V-1 . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod & Strut)의 축력 계산

1) 각 굴착 단계별 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:ton/m/M)

버팀대 번 호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)			
		1	2	3	MAX.
		-1.20	-3.38	-3.38	
1	-0.700	0.00	3.65	4.58	4.58
MAX.		0.00	3.65	4.58	4.58

Next Page

2) 각 버팀보의 설계축력(T) 계산

i단째의 버팀보 위치에 있어서 설계축력(T)는 다음식으로 구한다.

축력(T) = 반력(F) x 버팀보 설치간격 / Cos(설치각도)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 1] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 4.576 \times 1.600 / \cos(45.0) = 10.354 \text{ (ton)}$$

○ Strut 의 최대축력

NO. 1 : Tmax = 10.354 ton/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 1
 $T_{max} = 10.354 \text{ (ton)}$
 . 온도차에 의한 축력 = 12.000 (ton)
 . Strut 의 규 격 : H-250X250X9X14
 . 탄 성 계 수 (E) = $0.210E+07 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
 . 단 면 적 (A) = $92.180 \text{ (cm}^2\text{)}$
 . 단 면 제 수 (Zx) = $867.000 \text{ (cm}^3\text{)}$
 . 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 10.800 (cm)
 . 단면2차 반경 약축방향(Ry) = 6.290 (cm)
 . Strut 의 자 중 (Wd) = 0.500 (ton)

(1) f(c). f(b) 계 산

설계축력 (T) = 22.354 (ton)
 설계휨모멘트 = $WdxLxL/8 = 0.500x \ 6.180**2/8.0 = 2.387 \text{ (t.m)}$
 $f(c) = N \times 1000 / A = 22.354 \times 1000 / 92.180 = 242.503 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
 $f(b) = M \times 100000 / Zx = 2.387 \times 100000 / 867.000 = 275.320 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

(2) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 산

$L1/Rx = 618.000 / 10.800 = 57.222$. $L2/Rv = 464.000 / 6.290 = 73.768$
 $L2/B = 464.000 / 25.000 = 18.560$

(3) 강 축 방 향 검 토 (Rx)

0. f(cax). f(ca0). f(eax) 계 산
 $f(ca0) = 1.5 \times 1400.0 \times 1.00 = 2100.0 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
 $20 < L/R < 93$;
 $f(Cax) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) \times 1.00$
 $= (2.100 - 13 (57.22 - 20)) \times 1.00 = 1616.111 \text{ kg/cm}^2$
 허용 Euler 좌굴응력 ;
 $f(eax) = 1.00 \times 18.000.000 / (57.222 \times 57.222) = 5497.220 \text{ kg/cm}^2$
 0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(c) + f(b)} + \frac{f(b)}{f(c) + f(b)}$$

$$= \frac{242.50}{1616.11 + 275.32} + \frac{275.32}{2100.00(1.0 - 242.50/5497.22)}$$

$$= 0.15 + 0.14 = 0.29$$
 따 라 서 . $F = 0.287 < 1.0$ O.K

(4) 약 축 방 향 검 토 (Rv)

0. f(cav). f(bax). f(eax) 계 산
 $L/B > 4.5$; $f(bax) = (2100 - 36x(L/B - 4.5)) \times 1.00 = 1593.8 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
 $20 < L/R < 93$;
 $f(Cav) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) \times 1.00$
 $= (2.100 - 13 (73.77 - 20)) \times 1.00 = 1401.018 \text{ kg/cm}^2$
 허용 Euler 좌굴응력 ;
 $f(eax) = 1.00 \times 18.000.000 / (73.768 \times 73.768) = 3307.790 \text{ kg/cm}^2$
 0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(c) + f(b)} + \frac{f(b)}{f(c) + f(b)}$$

$$= \frac{242.50}{1401.02 + 275.32} + \frac{275.32}{1593.84(1.0 - 242.50/3307.79)}$$

$$= 0.17 + 0.19 = 0.36$$
 따 라 서 . $F = 0.359 < 1.0$ O.K

Next Page

Page No : 18

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

2) 각 단의 STRUT CHECK

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	설계축력 (Ton/개소)	f(c) (kg/cm ²)	f(b) (kg/cm ²)	안 전 을 강축 약축	C H E C K 강축 약축
-------------	------------	-----------------	------------------	-------------------------------	-------------------------------	----------------	--------------------

1	-0.700	H-250X250X9X14@1	10.354	242.503	275.320	0.29 0.36	0.K 0.K
---	--------	------------------	--------	---------	---------	-----------	---------

Next Page

VI. 얽지말뚝(H-PILE등)의 휨 모멘트와 전단력 검토

VI-1. 얽지말뚝(H-Pile등)의 규격 : U-600X180X13.4
 * 탄성계수 (E) = 21000E+07 (kgf/cm²)
 * 단면적 (A) = 173.200 (cm²)
 * 단면 2차 모멘트 (IX) = 32400.0 (cm⁴)
 * 단면계수 (Zx) = 1800.00 (cm³)
 * 단면 2차 반경 각축방향(Rx) = 7.560 (cm)
 * 단면 2차 반경 약축방향(Ry) = 2.850 (cm)
 * 얽지말뚝에 작용하는 축하중 = 0.000 (tf)
 * 얽지말뚝의 설치 간격 = 0.60 (m)

1) 축하중력 및 휨 모멘트 검토

(1) f(c), f(b) 계산

최대 휨 모멘트 = 2.808 x 0.600 = 1.685 (tf-m) [at Nodal point No. 5 : Step 2]
 $f(c) = N \times 1000 / A = 0.000 \times 1000 / 173.200 = 0.000$ (kgf/cm²)
 $f(b) = M \times 100000 / Zx = 1.685 \times 100000 / 1800.000 = 93.592$ (kgf/cm²)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계산

$L/B = 304.000 / 60.000 = 5.067$, $L/Rx = 304.000 / 7.560 = 40.212$

소요 단면계수 $Zx = \text{Max. } M / f(BA)$
 $= 1.685 \times 1.0E+5 / 2700.0$
 $= 62.395$ (cm³)

강철말뚝자의 이음감성은 실험의 결과 전체감성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 합증하여야 한다. 따라서,

소요 단면계수 $Zx = 62.4 / 0.6 = 104.0$

따라서 , $103.991 < 1800.000$ O.K

2) 전단력 검토

최대 전단력 = 3.228 x 0.600 = 1.937 (tf)

전단강도 = S_{max} / A_w
 $= 1.937 \times 1000 / 173.200$
 $= 11.184$ (kgf/cm²)

따라서 , $11.184 < 1500.000$ O.K

Next Page

VII. 떠 장 (WALE) 의 응 력 검 토
 =====

1) 최대측력 작용지점의 WALE CHECK . 떠 장의 종류 : 연 속 보
 . 최대측력 버팀보 NO. = 1 . Wale 의 규 격 = H-250X250X9X14
 . 상 부 거 리 (X1) = 0.000 (mm) . 하 부 거 리 (X2) = 0.000 (mm)
 . 단 면 적 (A) = 92.180 (cm²) . 단 면 제 수 (Zx) = 867.000 (cm³)
 . 단 면 2 차 반 경 Rx = 10.800 (cm) . Rv = 6.290 (cm)

(1) 작 용 하 주 (Pmax) 및 측 력 (N) 제 산 : Wale 의 수 = 1
 버팀보에 작용하는 최대측력 = 10.354 tf/ea
 작용하중 = T x COS(θ) / L = 10.354 x COS(45.00) / 1.600 = 4.576 tf/m
 측력제산 = P x L1 - P x Tan(S) x L2
 = 4.576 x 2.400 - 4.576 x 0.000 x 0.000 = 10.982 (tf)

(2) 측방항력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c), f(b) 제 산
 최대 휨 모멘트 = 4.576 x 1.600 x 1.600 / 10.000 = 1.171 tf-m
 f(c) = N x 1000 / A = 10.982 x 1000 / 92.180 = 119.137 (kgf/cm²)
 f(b) = M x 100000 / Zx = 1.171 x 100000 / 867.000 = 135.111 (kgf/cm²)

(나) L1/Rx, L2/Rv, L2/B 제 산
 L1/Rx = 160.000 / 10.800 = 14.815 . L2/Rv = 160.000 / 6.290 = 25.437
 L2/B = 160.000 / 25.000 = 6.400

(다) 강 측 방 항 검 토 (수 평 방 향 . Rx)
 0. f(cax), f(ca0), f(eax) 제 산
 L/B > 4.5 ;
 f(ca0) = (2.100 - 36 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 2031.6 (kgf/cm²)
 L/R < 20 ;
 f(Cax) = 2.100 x 1.00 = 2100.00 kg/cm²
 허용 Euler 좌굴응력 ;
 f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (14.815 x 14.815) = 82012.500 kg/cm²
 0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(ca0) \times [1 - f(c)/f(eax)]}$$

$$= \frac{119.14}{2100.00} + \frac{135.11}{2031.60(1.0 - 119.14/82012.50)}$$

$$= 0.06 + 0.07 = 0.12$$
 따 라 서 . F = 0.123 < 1.0 O.K

(라) 약 측 방 항 검 토 (수 직 방 향 . Rv)
 0. f(cav), f(bax), f(eax) 제 산
 L/B > 4.5 ;
 f(bax) = (2.100 - 36 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 2031.6 (kgf/cm²)
 20 < L/R < 93 ;
 f(Cav) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) x 1.00
 = (2.100 - 13 (25.44 - 20)) x 1.00 = 2029.316 kg/cm²
 허용 Euler 좌굴응력 ;
 f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (25.437 x 25.437) = 27818.506 kg/cm²
 0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cav)} + \frac{f(b)}{f(bax) \times [1 - f(c)/f(eax)]}$$

$$= \frac{119.14}{2029.32} + \frac{135.11}{2031.60(1.0 - 119.14/27818.51)}$$

$$= 0.06 + 0.07 = 0.13$$
 따 라 서 . F = 0.125 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

$$\begin{aligned} \text{최대 전단력} &= 4.576 \times 1.600 \times (6.00 / 10.00) = 4.393 \text{ (tf)} \\ A_w &= T1 \times (H - T2 \times 2) \times 0.01 \\ &= 9.0 \times 222.0 \times 0.01 = 19.980 \text{ (cm}^2\text{)} \\ \text{전 단 강 도} &= \text{Max. } S / A_w = 4.393 \times 1000 / 19.980 = 219.860 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ \text{따 라 서} & \quad 219.860 \text{ kgf/cm}^2 < 1200.000 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

2) 각 단 떠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	작용하중 (Tf/m)	단 면 력 M(tf-m) N(t)	전단강도 S(t) (kgf/cm ²)	휨안전율 강축 약축
1	-0.70	H-250X250X9X14@1	4.58	1.17 10.98	4.39 219.86	0.12 0.13

THE END

6.5.2 P5 버팀보 사보강

I. 설 계 조 건

I-1. 지 반 자 료

1) 각 토층의 토질점수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	단위중량 (t/m ³)	N	점착력 (t/m ²)	전단 저항각(DO)	토질 형태	지반반력계수 (t/m ²)	마찰저항 (kgf/cm ²)
1	0.000	-1.950	1.80	6	0.000	26.00	FILL	1430.235	0.00
2	-1.950	-3.450	1.80	7	0.500	27.00	SAND	1522.607	0.00
3	-3.450	-4.450	2.00	50	2.900	31.00	WEA.ROCK	3382.672	0.00
4	-4.450	-10.000	2.30	50	25.000	33.00	SOFTROCK	3382.672	0.00

2) 각 토층의 토압계수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	RANKINE식		COULOMB식		CAQUOT & KERISEL		점지토압 Ko
			Ka	Kp	Ka	Kp	Ka	Kp	
1	0.000	-1.950	0.390	2.561	0.347	4.399	0.390	3.792	0.562
2	-1.950	-3.450	0.376	2.663	0.334	4.754	0.376	4.040	0.546
3	-3.450	-4.450	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
4	-4.450	-10.000	0.295	3.392	0.264	8.084	0.295	6.099	0.455

I-2. 상 재 하 중

NO	X-NEAR (m)	X-FAR (m)	EL. (m)	LOAD (t/m ²)
1	0.000	20.000	0.000	1.500

I-3. 지하수위 (토류벽 근입장 계산시 사용)

- * 지하수위 고려하는 시점 EL. = -2.000 (m)
- * 지하수위 고려하는 종점 EL. = -3.450 (m)
- * 물의 단위중량 = 1.000 (t/m³)

I-4. 최종 굴착바닥의 위치및 굴착단계별 위치

- * 최종 굴착바닥 EL. = -4.540 (m)
- * 엄지말뚝 근입깊이 = 1.500 (m)
- * 총 굴착 단계의 수 = 4
- * 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.000 -2.500 -4.540 -4.540

Next Page

I-5. 얹지말뚝(H-PILE, SLURRY WALL등의 수직토류벽)의 제원

- 1) 사용 얹지말뚝(H-Pile, SLURRY WALL등의)의 규격 : U-600X180X13.4
- * 탄성계수(E) = 2100000. (kgf/cm²)
 - * 단면적(A) = 173.2 (cm²)
 - * 단면 2차모멘트(Ix) = 32400.0 (cm⁴)
 - * 단면 2차모멘트(Iy) = 1800.0 (cm⁴)
 - * 단면 2차반경 각축방향(Rx) = 7.560 (cm)
 - * 단면 2차반경 각축방향(Ry) = 2.850 (cm)
 - * 얹지말뚝에 작용하는 축하중(N) = 0.000 (tf)
 - * 얹지말뚝 설치간격 = 0.60 (m)

I-6. 버팀보(E/A, Tierod, Nail & Strut) 및 Wale의 Type

○. S T R U T T Y P E

NO	T Y P E	탄성계수(E) (kgf/cm ²)	단면적(A) (cm ²)	단면2차반경(cm) Rx	단면2차반경(cm) Ry	단면계수 Zx(cm ³)
1	H-250X250X9X14	2100000.	92.180	10.800	6.290	867.00

○. W A L E T Y P E

NO	T Y P E	단면적(A) (cm ²)	단면2차반경(cm) Rx	단면2차반경(cm) Ry	단면계수(Z) (cm ³)
1	H-250X250X9X14	92.180	10.800	6.290	867.00

Next Page

Page No : 3

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

I-7. 각 단계 설치한 버팀보(E/A. Tierod. Nail & Strut) 및 Wale의 제원

NO	EL. (m)	버 팀 보 형 식	설치각 (DO)	자유및 강축	점착장 약축	설치각 (m)	Cable Spring 수(ea)	Spring (t/ m')	점 수	S/Type 하계압력	W A L E Type	설치 수
1	-0.500	Strut	45.0	6.18	4.64	1.80	1	12305.0	1	1	1	1
2	-2.000	Strut	45.0	6.18	4.64	1.80	1	12305.0	1	1	1	1

Next Page

I-8. 가. 설 구조물

1) 적용설계방법

가설 구조물의 설계는 허용응력 설계법을 적용하며, 가설구조물은 공사 목적물을 만들기 위한 가설비(본체 구조물 일부로 사용되는 경우도 있음)로서 설치되므로 다음 규정에 따라 합증된 허용응력을 채택한다.

2) 강재의 허용응력도 (SS-400, SS-490)

종 류	허 용 응 력 도 (Kaf/cm ²)
1. 축방향 인장	1.400 x 1.5 = 2.100
2. 축방향 압축	L/R ≤ 20 1.400 x 1.5 = 2.100
L(Cm): 유효 좌굴장	20 < L/R < 93 2.100 - 13 (L/R - 20)
R(Cm): 단면 2차반경	93 ≤ L/R $\frac{18.000.000}{6.700 + (L/R)^2}$
3. 휨 응력	인 장 1.400 x 1.5 = 2.100
B: 압축 Flange 폭	압 축 L/B ≤ 4.5 1.400 x 1.5 = 2.100 4.5 < L/B ≤ 30 2.100 - 36(L/B - 4.5)
L: Flange 고정점간거리	
4. 전단응력	800 x 1.5 = 1.200
5. 용접강도	공 장 : 모재의 100% 현 장 : 모재의 90%

(도로교설계기준, 2000)

3) 강재의 허용응력도 보정

제2항에서 규정한 강재의 허용응력도는 신규강재의 단기하중에 대한 값으로서 실제 시공시에 반복 재사용과 장기사용등을 고려할 때에는 보정계수를 고려하여야 하는데 다음과 같은 값을 적용한다.

강재의 허용응력도 보정계수 = 1.00

Next Page

II. 토류벽의 근입심도 검토

토류벽의 근입깊이는 다음 조건에 대하여 검토하여 결정한다.

- 근입부에 작용하는 주동토압과 수동토압에 대한 안정
- 연약한 점성토 지반에서의 Heaving 현상에 대한 안정
- 지수토류벽등을 사용하는 경우로 모래지반에서의 Boiling 현상에 대한 안정

또한, 토류벽의 근입심도 검토는 최종굴착의 경우와 최종굴착 전 단계 경우에 대하여 실시하며, 수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

II-1. 최종 굴착 경우

1) 토 압 계산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계산

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

$$P_a = (q + R_t \cdot h) \cdot K_a - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a}$$

q : 상재 하중 (= 1.5 t/m²)

NO.	EL. (m)	C(t/m ²)		K _a		수 압 (t/m ²)	토 압(t/m ²)		계 (t/m ²)	
		(1)	(2)	(1)	(2)		(1)	(2)	Pa1	Pa2
1	-2.000	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	1.302	1.302	h= 0.05 Rt= 1.80 1.302	1.302
2	-3.450	0.5	2.9	0.376	0.320	1.450	1.738	0.000	h= 1.45 Rt= 0.80 3.188	1.450
3	-4.450	2.9	25.0	0.320	0.295	1.450	0.000	0.000	h= 1.00 Rt= 2.00 1.450	1.450
4	-4.540	25.0	25.0	0.295	0.295	1.450	0.000	0.000	h= 0.09 Rt= 2.30 1.450	1.450
5	-6.040	25.0	0.0	0.295	0.000	1.450	0.000	0.000	h= 1.50 Rt= 2.30 1.450	1.450

* 수 동 토 압 계산

$$K_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

$$P_p = R_t \cdot h \cdot K_p + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p}$$

NO.	EL. (m)	C(t/m ²)		K _p		수 압 (t/m ²)	토 압(t/m ²)		계 (t/m ²)	
		(1)	(2)	(1)	(2)		(1)	(2)	Pp1	Pp2
1	-4.540	0.0	25.0	0.000	3.392	0.000	0.000	92.088	0.000	92.088
2	-6.040	25.0	0.0	3.392	0.000	1.500	103.791	0.000	h= 1.50 Rt= 2.30 105.291	0.000

Next Page

2) 근 입 식 겹 토 : d = 1.50 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
 - 수 동 측 = 0.60 m

* ○ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -2.000 M)

- 주 동 토 압 에 의 하 모 멘 트

1. (1.302 + 3.188) x 0.5 x 1.450 x 0.826 x 0.6 = 1.614 tf-m
2. (1.450 + 1.450) x 0.5 x 1.000 x 1.950 x 0.6 = 1.696 tf-m
3. (1.450 + 1.450) x 0.5 x 0.090 x 2.495 x 0.6 = 0.195 tf-m
4. (1.450 + 1.450) x 0.5 x 1.500 x 3.290 x 0.6 = 4.293 tf-m

Total moment (Ma) = 7.800 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 하 모 멘 트

1. (92.088 +105.291) x 0.5 x 1.500 x 3.307 x 0.6 = 293.705 tf-m

Total moment (Mp) = 293.705 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 륜

$$S.F = M_p / M_a = 293.705 / 7.800$$

$$= 37.656 > 1.20 \quad 0.K.$$

Next Page

II-2. 최종 굴착 전 단계 경우

1) 토압 계산 : By method of Rankin - Resal

* 주동 토압 계산

$$K_a = \tan^2 (45 - \theta/2)$$

$$P_a = (\sigma + R_t \cdot h) \cdot K_a - 2 \cdot C \cdot \text{SQRT}(K_a)$$

σ : 상재하중 (= 1.5 t/m²)

NO.	EL. (m)	C(t/m ²)		K _a		수압 (t/m ²)	토압(t/m ²)		계 (t/m ²)	
		(1)	(2)	(1)	(2)		(1)	(2)	Pa1	Pa2
1	-0.500	0.0	0.0	0.390	0.390	0.000	0.937	0.937	0.937	0.937
									h= 0.50 Rt= 1.80	
2	-1.950	0.0	0.5	0.390	0.376	0.000	1.956	1.269	1.956	1.269
									h= 1.45 Rt= 1.80	
3	-2.000	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	1.302	1.302	1.302	1.302
									h= 0.05 Rt= 1.80	
4	-2.500	0.5	0.5	0.376	0.376	0.500	1.453	1.453	1.953	1.953
									h= 0.50 Rt= 0.80	
5	-3.450	0.5	2.9	0.376	0.320	1.450	1.738	0.000	3.188	1.450
									h= 0.95 Rt= 0.80	
6	-4.450	2.9	25.0	0.320	0.295	1.450	0.000	0.000	1.450	1.450
									h= 1.00 Rt= 1.00	
7	-6.040	25.0	0.0	0.295	0.000	1.450	0.000	0.000	1.450	1.450
									h= 1.59 Rt= 1.30	

* 수동 토압 계산

$$K_p = \tan^2 (45 + \theta/2)$$

$$P_p = R_t \cdot h \cdot K_p + 2 \cdot C \cdot \text{SQRT}(K_p)$$

NO.	EL. (m)	C(t/m ²)		K _p		수압 (t/m ²)	토압(t/m ²)		계 (t/m ²)	
		(1)	(2)	(1)	(2)		(1)	(2)	Pp1	Pp2
1	-2.500	0.0	0.5	0.000	2.663	0.000	0.000	1.632	0.000	1.632
									h= 0.95 Rt= 0.80	
2	-3.450	0.5	2.9	2.663	3.124	0.950	3.656	12.626	4.606	13.576
									h= 1.00 Rt= 1.00	
3	-4.450	2.9	25.0	3.124	3.392	1.950	15.750	98.058	17.700	100.008
									h= 1.59 Rt= 1.30	
4	-6.040	25.0	0.0	3.392	0.000	3.540	105.070	0.000	108.610	0.000

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : $d = 3.54 \text{ m}$ 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
 - 수 동 측 = 0.60 m

* o 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -0.500 M)

- 주 동 토 압 에 의 하 모 멘 트

1. $(0.937 + 1.956) \times 0.5 \times 1.450 \times 0.810 \times 0.6 = 1.020 \text{ tf-m}$
2. $(1.269 + 1.302) \times 0.5 \times 0.050 \times 1.475 \times 0.6 = 0.057 \text{ tf-m}$
3. $(1.302 + 1.953) \times 0.5 \times 0.500 \times 1.767 \times 0.6 = 0.863 \text{ tf-m}$
4. $(1.953 + 3.188) \times 0.5 \times 0.950 \times 2.513 \times 0.6 = 3.682 \text{ tf-m}$
5. $(1.450 + 1.450) \times 0.5 \times 1.000 \times 3.450 \times 0.6 = 3.001 \text{ tf-m}$
6. $(1.450 + 1.450) \times 0.5 \times 1.590 \times 4.745 \times 0.6 = 6.564 \text{ tf-m}$

Total moment (Ma) = 15.186 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 하 모 멘 트

1. $(1.632 + 4.606) \times 0.5 \times 0.950 \times 2.550 \times 0.6 = 4.534 \text{ tf-m}$
2. $(13.576 + 17.700) \times 0.5 \times 1.000 \times 3.472 \times 0.6 = 32.576 \text{ tf-m}$
3. $(100.008 + 108.610) \times 0.5 \times 1.590 \times 4.756 \times 0.6 = 473.266 \text{ tf-m}$

Total moment (Mp) = 510.376 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 륜

$$S.F = M_p / M_a = 510.376 / 15.186$$

$$= 33.608 > 1.20 \quad \text{O.K.}$$

Next Page

III. 각 굴착 단계별 각 절점의 변위, 전단력, 모멘트 및 반력 집계표

(* 여기서 출력되는 값은 1.0m 단위폭당 값임.)

1) 각 절점의 토압 집계표(단위: t/m²/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)				MAX.
		1 -1.00	2 -2.50	3 -4.54	4 -4.54	
1	0.000	0.59	0.59	0.59	2.45	2.45
	-0.500	0.96	0.94	0.94	2.45	2.45
2	-0.500	0.96	0.94	0.94	2.45	2.45
	-1.000	1.52	1.37	1.29	2.45	2.45
3	-1.000	1.50	1.34	1.29	2.45	2.45
	-1.950	1.34	1.96	1.96	2.45	2.45
4	-1.950	1.29	1.27	1.27	2.36	2.36
	-2.000	1.27	1.30	1.30	2.36	2.36
5	-2.000	1.27	1.30	1.30	2.36	2.36
	-2.500	1.69	1.64	1.64	2.36	2.36
6	-2.500	1.69	1.64	1.64	2.36	2.36
	-3.450	2.00	2.46	2.28	2.36	2.36
7	-3.450	0.35	0.00	0.00	2.20	2.20
	-4.450	1.44	1.08	0.34	2.20	2.20
8	-4.450	1.34	0.00	0.00	2.29	2.29
	-4.540	1.47	1.14	0.42	0.29	0.42
9	-4.540	1.47	0.00	0.00	0.00	0.00
	-5.290	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	-5.290	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-6.040	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MAX.		2.00	2.46	2.28	2.45	2.45

Next Page

2) 각 접점의 변위 집계표(단위:mm/M)

접점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)				MAX.
		1 -1.00	2 -2.50	3 -4.54	4 -4.54	
1	0.000	4.77	4.94	5.02	0.19	5.02
2	-0.500	4.19	4.39	4.52	0.25	4.52
3	-1.000	3.61	3.85	4.02	0.32	4.02
4	-1.950	2.53	2.81	3.04	0.43	3.04
5	-2.000	2.48	2.76	2.99	0.44	2.99
6	-2.500	1.94	2.21	2.47	0.50	2.47
7	-3.450	1.00	1.21	1.49	0.56	1.49
8	-4.450	0.16	0.27	0.51	0.52	0.52
9	-4.540	0.09	0.19	0.43	0.51	0.51
10	-5.290	-0.47	-0.44	-0.26	0.42	-0.47
11	-6.040	-1.02	-1.06	-0.93	0.31	0.00
MAX.		4.77	4.94	5.02	0.56	5.02

Next Page

3) 각 절점의 전단력 집계표(단위:tf/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)				MAX.
		1 -1.00	2 -2.50	3 -4.54	4 -4.54	
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-0.500	0.39	0.38	0.38	1.23	1.23
2	-0.500	-0.39	2.10	1.17	1.88	2.10
	-1.000	1.01	-1.53	-0.61	-0.66	-1.53
3	-1.000	-0.55	1.53	0.61	0.66	1.53
	-1.950	1.66	0.04	0.93	1.68	1.68
4	-1.950	-1.25	-0.02	-0.92	-1.70	-1.70
	-2.000	1.28	0.08	0.98	1.82	1.82
5	-2.000	-0.97	-0.10	1.91	3.60	3.60
	-2.500	1.42	0.83	-1.17	-2.41	-2.41
6	-2.500	-0.60	-0.77	1.17	2.41	2.41
	-3.450	1.47	1.00	0.69	-0.17	1.47
7	-3.450	1.33	-0.43	-0.69	0.17	1.33
	-4.450	-1.33	0.43	0.86	2.03	2.03
8	-4.450	1.62	-0.21	-0.85	-2.03	-2.03
	-4.540	-1.62	0.21	0.87	2.15	2.15
9	-4.540	1.75	-0.06	-0.54	-1.43	1.75
	-5.290	-1.75	0.06	0.54	1.43	-1.75
10	-5.290	0.55	0.02	-0.07	-0.37	0.55
	-6.040	-0.55	-0.02	0.07	0.41	-0.55
MAX.		1.75	2.10	1.91	3.60	3.60

Next Page

4) 각 접점의 모멘트 집계표(단위:tf-m/M)

접점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)				MAX.
		1 -1.00	2 -2.50	3 -4.54	4 -4.54	
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.500	0.09	0.09	0.09	0.31	0.31
3	-1.000	0.43	-0.83	-0.37	-0.33	-0.83
4	-1.950	1.53	-1.58	-0.27	0.15	-1.58
5	-2.000	1.59	-1.58	-0.22	0.24	1.59
6	-2.500	2.18	-1.35	-1.00	-1.26	2.18
7	-3.450	3.19	-0.48	-1.28	-2.49	3.19
8	-4.450	1.86	-0.05	-0.53	-1.56	1.86
9	-4.540	1.72	-0.03	-0.45	-1.37	1.72
10	-5.290	0.41	0.02	-0.05	-0.30	0.41
11	-6.040	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MAX.		3.19	1.58	-1.28	-2.49	3.19

Next Page

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:tf/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)				MAX.
		1	2	3	4	
		-1.00	-2.50	-4.54	-4.54	
2	-0.500	0.00	-2.49	-1.55	-3.11	-3.11
5	-2.000	0.00	0.00	-2.90	-5.42	-5.42
MAX.		0.00	-2.49	-2.90	-5.42	-5.42

Next Page

IV. 굴착 주변의 지반침하 예측

굴착의 시공계획에 있어서는 굴착에 따른 주변지반의 변형을 추정하고 인접 건물에 대한 영향에 대하여 검토 하여야 하는데, 침하 추정 방법은 무수히 많으며 주장하는 학자에 따라서도 상당한 차이가 있다.

- 여기서는 Caspe의 방법(1966)에 의하여 다음과 같은 단계로 구하였다.
- 횡방향 벽의 처짐을 구한다.
 - 처짐의 체적 Vs를 구한다. (평균단면적법 또는 Simpson의 제1공식 사용)
 - 지반침하 영향거리(균열거리) D를 계산한다.
 - 벽면에서의 지표면 침하 Sw를 계산한다.
 - D로부터 벽까지 Si의 포물선 변화를 가정하여 잔존침하를 계산한다.
 - 해체검토시, 콘크리트 벽체 및 슬래브가 시공된 구간은 콘크리트벽체 및 슬래브 시공전 단계까지의 최대변위를 최대값으로 적용한다

1) 토류벽의 횡방향 변위량

절점 번호	Elevation (m)	변위량 (cm)	절점 번호	Elevation (m)	변위량 (cm)
1	0.000	0.50218	2	-0.500	0.45190
3	-1.000	0.40169	4	-1.950	0.30426
5	-2.000	0.29908	6	-2.500	0.24704
7	-3.450	0.14883	8	-4.450	0.05155
9	-4.540	0.05068	10	-5.290	-0.04731

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

$$Vs = 0.01215 \text{ m}^3/\text{m}$$

3) 굴착 폭 (B) 및 굴착 심도 (Hw)

$$B = 14.0 \text{ m} \quad Hw = 4.5 \text{ m}$$

Next Page

4) 굴착거리 (Ht)

평균 내부마찰각 $\phi = 27.57^\circ$
 $H_0 = 0.5 \times B \times \tan (45 + \phi/2)$
 $= 0.5 \times 14.0 \times \tan (45 + 27.57/2) = 11.55 \text{ m}$
 $H_t = H_0 + H_w = 11.55 \text{ m} + 4.54 \text{ m} = 16.09 \text{ m}$

5) 침하영향 거리 (D)

$D = H_t \times \tan (45 - \phi/2)$
 $= 16.09 \text{ m} \times \tan (45 - 27.57/2) = 9.75 \text{ m}$

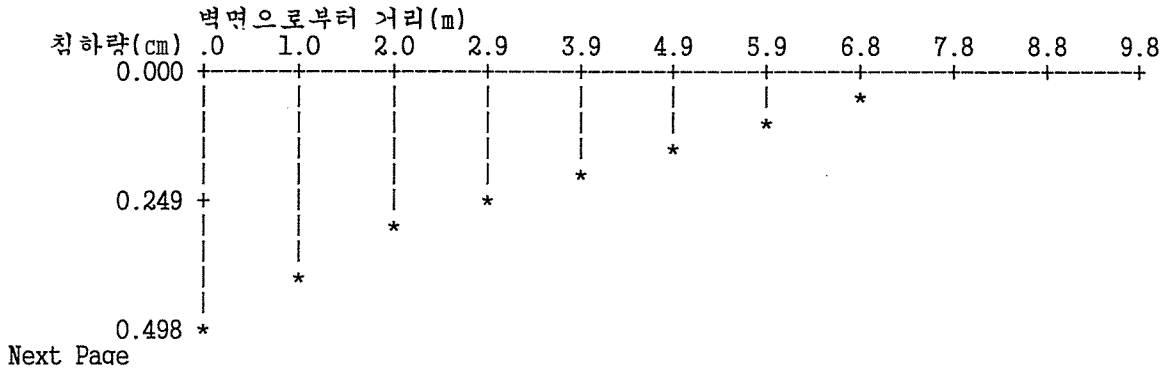
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

$Sw = 4 \times Vs / D = 4 \times 0.01215 / 9.75$
 $= 0.004985 \text{ m} = 0.498 \text{ cm}$

7) 거리별 침하량 (Si) 및 접점간 침하구배

$Si = Sw \times ((D - Xi)/D)^2 = 0.498 \times ((9.75 - Xi) / 9.75)^2$

접점 NO.	거리 Xi(m)	침하량 Si(cm)	접점간 부등침하량	접점 NO.	거리 Xi(m)	침하량 Si(cm)	접점간 부등침하량
1	0.000	0.49849	0.000 1/0	2	0.975	0.40378	0.095 1/1030
3	1.950	0.31904	0.085 1/1151	4	2.925	0.24426	0.075 1/1304
5	3.900	0.17946	0.065 1/1505	6	4.876	0.12462	0.055 1/1778
7	5.851	0.07976	0.045 1/2173	8	6.826	0.04486	0.035 1/2794
9	7.801	0.01994	0.025 1/3912	10	8.776	0.00498	0.015 1/6520
11	9.751	0.00000	0.005 1/9999				



V . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod 및 Strut등)의 설 계

V-1 . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod & Strut)의 축력 계산

1) 각 굴착 단계별 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:ton/m/M)

버팀대 번 호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)				MAX.
		1	2	3	4	
		-1.00	-2.50	-4.54	-4.54	
1	-0.500	0.00	2.49	1.55	3.11	3.11
2	-2.000	0.00	0.00	2.90	5.42	5.42
MAX.		0.00	2.49	2.90	5.42	5.42

Next Page

2) 각 버팀보의 설계축력(T) 계산

i단째의 버팀보 위치에 있어서 설계축력(T)는 다음식으로 구한다.

$$\text{축력}(T) = \text{반력}(F) \times \text{버팀보 설치간격} / \cos(\text{설치각도})$$

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 1] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 3.111 \times 1.800 / \cos(45.0) = 7.920 \text{ (ton)}$$

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 2] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 5.417 \times 1.800 / \cos(45.0) = 13.789 \text{ (ton)}$$

○ Strut 의 최대축력

NO. 2 : Tmax = 13.789 ton/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 2
 $T_{max} = 13.789 \text{ (ton)}$
 . 온도차에 의한 축력 = 12.000 (ton)
 . Strut 의 규 격 : H-250X250X9X14
 . 탄 성 계 수 (E) = $0.210 \times 10^7 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
 . 단 면 적 (A) = 92.180 (cm²)
 . 단 면 제 수 (Zx) = 867.000 (cm³)
 . 단면2차 방경 각축방향(Rx) = 10.800 (cm)
 약축방향(Ry) = 6.290 (cm)
 . Strut 의 자 중 (Wd) = 0.500 (ton)

(1) f(c). f(b) 계 산

설계축력 (T) = 25.789 (ton)
 설계휨모멘트 = $WdxLxL/8 = 0.500 \times 6.180 \times 2/8.0 = 2.387 \text{ (t.m)}$
 $f(c) = N \times 1000 / A = 25.789 \times 1000 / 92.180 = 279.771 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
 $f(b) = M \times 100000 / Zx = 2.387 \times 100000 / 867.000 = 275.320 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

(2) L1/Rx. L2/Ry. L2/B 계 산

$L1/Rx = 618.000 / 10.800 = 57.222$. $L2/Ry = 464.000 / 6.290 = 73.768$
 $L2/B = 464.000 / 25.000 = 18.560$

(3) 각 축 방 향 거 도 (Rx)

0. f(cax). f(ca0). f(eax) 계 산

$f(ca0) = 1.5 \times 1400.0 \times 1.00 = 2100.0 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

$20 < L/R < 93$;

$f(Cax) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) \times 1.00$

$= (2.100 - 13 (57.22 - 20)) \times 1.00 = 1616.111 \text{ kg/cm}^2$

허용 Euler 좌굴응력 ;

$f(eax) = 1.00 \times 18.000.000 / (57.222 \times 57.222) = 5497.220 \text{ kg/cm}^2$

0. 응 력 거 도

$f(c)$ $f(b)$

$F = \frac{f(c)}{f(c) + f(b)} + \frac{f(b)}{f(c) + f(b)}$

$= \frac{f(cax)}{f(cax) + f(ca0) \times [1 - f(c)/f(eax)]}$

$= 279.77 / (1616.11 + 275.32 / 2100.00 (1.0 - 279.77 / 5497.22))$

$= 0.17 + 0.14 = 0.31$

따 라 서 . $F = 0.311 < 1.0$ O.K

(4) 약 축 방 향 거 도 (Ry)

0. f(cay). f(bax). f(eax) 계 산

$L/B > 4.5$; $f(bax) = (2100 - 36 \times (L/B - 4.5)) \times 1.00 = 1593.8 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

$20 < L/R < 93$;

$f(Cay) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) \times 1.00$

$= (2.100 - 13 (73.77 - 20)) \times 1.00 = 1401.018 \text{ kg/cm}^2$

허용 Euler 좌굴응력 ;

$f(eax) = 1.00 \times 18.000.000 / (73.768 \times 73.768) = 3307.790 \text{ kg/cm}^2$

0. 응 력 거 도

$f(c)$ $f(b)$

$F = \frac{f(c)}{f(c) + f(b)} + \frac{f(b)}{f(c) + f(b)}$

$= \frac{f(cay)}{f(cay) + f(bax) \times [1 - f(c)/f(eax)]}$

$= 279.77 / (1401.02 + 275.32 / 1593.84 (1.0 - 279.77 / 3307.79))$

$= 0.20 + 0.19 = 0.39$

따 라 서 . $F = 0.388 < 1.0$ O.K

Next Page

Page No : 19

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

2) 각 단의 STRUT CHECK

STRUT NO	EL. (m)	사 용 각 재 Type	설계축력 (Ton/개소)	f(c) (kg/cm ²)	f(b) (kg/cm ²)	안 전 을 강 축 약 축	C H E C K 강 축 약 축
1	-0.500	H-250X250X9X14@1	7.920	216.100	275.320	0.27 0.34	O.K O.K
2	-2.000	H-250X250X9X14@1	13.789	279.771	275.320	0.31 0.39	O.K O.K

Next Page

VI. 얽지말뚝(H-PILE등)의 휨 모멘트와 전단력 검토

VI-1. 얽지말뚝(H-Pile등)의 규격 : U-600X180X13.4

* 탄성계수 (E)	= 21000E+07 (kgf/cm ²)
* 단면적 (A)	= 173.200 (cm ²)
* 단면 2차 모멘트 (IX)	= 32400.0 (cm ⁴)
* 단면계수 (Zx)	= 1800.00 (cm ³)
* 단면 2차 반경 각축방향 (Rx)	= 7.560 (cm)
* 단면 2차 반경 약축방향 (Ry)	= 2.850 (cm)
* 얽지말뚝에 작용하는 축하중	= 0.000 (tf)
* 얽지말뚝의 설치 간격	= 0.60 (m)

1) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(1) f(c), f(b) 계산

최대 휨 모멘트 = $3.194 \times 0.600 = 1.916$ (tf-m) [at Nodal point No. 7 : Step 1] $f(c) = N \times 1000 / A = 0.000 \times 1000 / 173.200 = 0.000$ (kgf/cm²) $f(b) = M \times 100000 / Zx = 1.916 \times 100000 / 1800.000 = 106.470$ (kgf/cm²)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계산

 $L/B = 329.000 / 60.000 = 5.483$, $L/Rx = 329.000 / 7.560 = 43.519$

소요 단면계수 $Zx = \text{Max. } M / f(BA)$
 $= 1.916 \times 1.0E+5 / 2700.0$
 $= 70.980$ (cm³)

강널말뚝간의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 할증하여야 한다. 따라서.

소요 단면계수 $Zx = 71.0 / 0.6 = 118.3$ 따라서 . $118.300 < 1800.000$ O.K

2) 전단력 검토

최대 전단력 = $3.595 \times 0.600 = 2.157$ (tf)

전단강도 = S_{max} / A_w
 $= 2.157 \times 1000 / 173.200$
 $= 12.455$ (kgf/cm²)

따라서 . $12.455 < 1500.000$ O.K

Next Page

VII. 떠 자 (WALE) 의 응 력 검 토

- 1) 최대응력 작용지점의 WALE CHECK . 떠 자의 종류 : 연 속 보
 . 최대응력 버팀보 NO. = 2 . Wale 의 규 격 = H-250X250X9X14
 . 상 부 거 리 (X1) = 0.000 (mm) . 하 부 거 리 (X2) = 0.000 (mm)
 . 단 면 적 (A) = 92.180 (cm²) . 단 면 제 수 (Zx) = 867.000 (cm³)
 . 단 면 2 차 반 경 Rx = 10.800 (cm) . Rv = 6.290 (cm)

- (1) 작 용 하 중 (Pmax) 및 응 력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
 버팀보에 작용하는 최대응력 = 13.789 tf/ea
 작용하중 = T x COS(θ) / L = 13.789 x COS(45.00) / 1.800 = 5.417 tf/m
 응력계산 = P x L1 - P x Tan(θ) x L2
 = 5.417 x 2.700 - 5.417 x 0.000 x 0.000 = 14.626 (tf)

(2) 축방향력 및 휨 모멘트 검 토

(가) f(c), f(b) 계 산

$$\begin{aligned} \text{최대 휨 모멘트} &= 5.417 \times 1.800 \times 1.800 / 10.000 = 1.755 \text{ tf-m} \\ f(c) &= N \times 1000 / A = 14.626 \times 1000 / 92.180 = 158.665 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ f(b) &= M \times 100000 / Zx = 1.755 \times 100000 / 867.000 = 202.433 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

(나) L1/Rx, L2/Rv, L2/B 계 산

$$\begin{aligned} L1/Rx &= 180.000 / 10.800 = 16.667 \quad L2/Rv = 180.000 / 6.290 = 28.617 \\ L2/B &= 180.000 / 25.000 = 7.200 \end{aligned}$$

(다) 각 축 방 향 검 토 (수 평 방 향 . Rx)

0. f(cax), f(ca0), f(eax) 계 산

L/B > 4.5 ;

$$f(ca0) = (2.100 - 36 \times (L/B - 4.5)) \times 1.00 = 2002.8 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

L/R < 20 ;

$$f(Cax) = 2.100 \times 1.00 = 2100.00 \text{ kg/cm}^2$$

허용 Euler 좌굴응력 ;

$$f(eax) = 1.00 \times 18.000.000 / (16.667 \times 16.667) = 64800.000 \text{ kg/cm}^2$$

0. 응 력 검 토

$$\begin{aligned} F &= \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(ca0) \times [1 - f(c)/f(eax)]} \\ &= \frac{158.67}{2100.00} + \frac{202.43}{2002.80(1.0 - 158.67/64800.00)} \\ &= 0.08 + 0.10 = 0.18 \end{aligned}$$

따 라 서 . F = 0.177 < 1.0 0.K

(라) 약 축 방 향 검 토 (수 직 방 향 . Rv)

0. f(cav), f(bax), f(eax) 계 산

L/B > 4.5 ;

$$f(bax) = (2.100 - 36 \times (L/B - 4.5)) \times 1.00 = 2002.8 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

20 < L/R < 93 ;

$$f(Cav) = (2.100 - 13 \times (L/R - 20)) \times 1.00$$

$$= (2.100 - 13 \times (28.62 - 20)) \times 1.00 = 1987.981 \text{ kg/cm}^2$$

허용 Euler 좌굴응력 ;

$$f(eax) = 1.00 \times 18.000.000 / (28.617 \times 28.617) = 21980.057 \text{ kg/cm}^2$$

0. 응 력 검 토

$$\begin{aligned} F &= \frac{f(c)}{f(cav)} + \frac{f(b)}{f(bax) \times [1 - f(c)/f(eax)]} \\ &= \frac{158.67}{1987.98} + \frac{202.43}{2002.80(1.0 - 158.67/21980.06)} \\ &= 0.08 + 0.10 = 0.18 \end{aligned}$$

따 라 서 . F = 0.182 < 1.0 0.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

$$\begin{aligned} \text{최대 전단력} &= 5.417 \times 1.800 \times (6.00 / 10.00) = 5.850 \text{ (tf)} \\ A_w &= T1 \times (H - T2 \times 2) \times 0.01 \\ &= 9.0 \times 222.0 \times 0.01 = 19.980 \text{ (cm}^2\text{)} \\ \text{전 단 강 도} &= \text{Max. } S / A_w = 5.850 \times 1000 / 19.980 = 292.808 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ \text{따 라 서} \quad &292.808 \text{ kgf/cm}^2 < 1200.000 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

2) 각 단 띠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	작용하중 (Tf/m)	단 띠 장 M(tf-m)	면 력 N(t)	전단강도 S(t) (kgf/cm ²)	휨안전율 강축 약축
1	-0.50	H-250X250X9X14@1	3.11	1.01	8.40	3.36	168.18 0.10 0.10
2	-2.00	H-250X250X9X14@1	5.42	1.76	14.63	5.85	292.81 0.18 0.18

THE END

제7장 수북교

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

7.1	상	부	공
7.2	교	대	공
7.3	교	각	석
7.4	내	진	해
7.5	가	시	설
			공

7.1 상부공

7.1.1 PSC

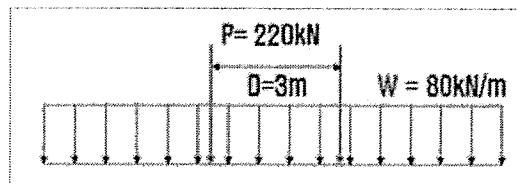
1. 설계조건

1.1 교량 제원

(1) 교량형식	:	단순 PSC 합성 거더교
(2) 거더 제작 공법	:	포스트텐션방식(Post-tensioning)
(3) 경간 및 주거더 높이	:	
거더 전체 길이	l_t	= 24.900 m
지 간	l	= 24.000 m x 1 경간
거더 높이	h_t	= 2.350 m
평면 사각	θ	= 90.0 °
(4) 교량 폭	:	B = 5.600 m

1.2 설계 하중

(1) 표준 활하중	:	KRL2012 표준열차하중 적용
------------	---	-------------------



(2) 궤도 중심 간격	:	s_{tcl} = 0.00 m (단선)
(3) 충격 계수	:	철근 콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트교 [철도설계기준(노반편) 8.2.16]
		$i_m = \frac{1.44}{\sqrt{L_c - 0.2}} - 0.18 \quad (0 < i_m \leq 0.67)$
		$i_m = (1.44 / \sqrt{24.00 - 0.2}) - 0.18$
		= 0.126
(4) 궤도의 단위중량	:	w_t = 3.00 kN/m (1궤도당)
(5) 도상의 단위중량	:	w_b = 19.00 kN/m ³ (보선하중 30% 할증)
(6) 방수 및 방진재	:	w_m = 11.00 kN/m ³
(6) PSC, RC 단위중량	:	w_c = 24.50 kN/m ³
(7) 보도 적재 하중	:	w_w = 2.00 kN/m ³ (주거더 설계시)
		w_w = 5.00 kN/m ³ (바닥판 설계시)
(8) 난간, 방음벽 형태		
난간, 방음벽(좌)	:	w_{h1} = 2.00 kN/m
난간, 방음벽(우)	:	w_{h2} = 2.00 kN/m

1.3 사용 재료

(1) PS 강재, 규격

SWPC 7B	7	-	12.7	mm	-	11	(저릴랙세이션 강재 사용)
	A_p	=	1,085.81	mm ²			
① 인장강도	: f_{pu}	=	1,900.00	MPa			
② 항복강도	: f_{py}	=	1,600.00	MPa			
③ 허용 인장응력							
- 초기 인장응력	: f_{pia}	=	0.9 x f_{py}	=	1,440.00	Mpa	
- 도입 인장응력	: f_{pta}	=	0.7 x f_{pu}	=	1,330.00	MPa	
- 사용하중 작용시	: f_{pa}	=	0.8 x f_{py}	=	1,280.00	MPa	
④ 탄성계수	: E_p	=	200,000.00	MPa			

(2) PS 강재의 곡선 배치 자료

- ① 마찰계수
- 정착장치의 활동량 : ζ = 6.000 mm
 - 케이블의 마찰계수 : μ = 0.250 / rad
 - 슈스관의 마찰계수 : κ = 0.0050
- ② PS 강선 케이블 정착구의 치수 (mm)
- 원형의 경우에는, α = 8.8 D (지름) 로 함.
 - 일변의 폭 : A = 21.5
 - 거동 방향 길이 : l = 22.0
- ③ PS 강선 케이블의 곡선 종류
- 곡선 종류 : 포물선
- ④ PS 강선 케이블의 기본 배치수 : 케이블 개수, N_n = 4 다발

No.	s (m)	e (m)	f (m)	α (도,분)
4	0.25	0.55	0.1	15° 05'
3	0.125	1	0.1	12° 13'
2	0.125	1.45	0.1	08° 09'
1	0.125	1.9	0.1	04° 01'

(3) 프리스트레스트 콘크리트

① 설계기준강도	: f_{ck}	=	40.00	MPa
② PS도입시 압축강도	: f_{ci}	= 0.80 x f_{ck}	=	32.00 MPa
③ 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전 항복응력				
- 허용 휨압축응력	: f_{cai}	= 0.55 x f_{ci}	=	17.60 MPa
- 허용 휨인장응력				
부착된 철근이 없는 인장구역	: f_{tai}	= 0.25 x $\sqrt{f_{ci}}$	=	-1.41 MPa
부착된 철근이 있는 인장구역	: f_{ta}	= 0.50 x $\sqrt{f_{ci}}$	=	-2.83 MPa
④ 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 허용응력				
- 허용 휨압축응력	: f_{ca}	= 0.40 x f_{ck}	=	16.00 MPa
- 허용 휨인장응력	: f_{ta}	=	=	0.00 MPa
⑤ 탄성계수				
- PS도입직후	: E_{ci}	= 8,500 x $\sqrt[3]{f_{ci} + 4}$	=	28,066 MPa
- 사용하중 작용시	: E_{pc}	= 8,500 x $\sqrt[3]{f_{ck} + 4}$	=	30,008 MPa
⑥ 탄성계수비				
- PS도입직후	: n_p'	= E_p / E_{ci}	=	7.13
- 사용하중 작용시	: n_p	= E_p / E_{pc}	=	6.66
⑦ 크리프 계수				
- 초기 (28일)	: Φ_c	=	3.0	
- 최종 (90일)	: Φ_c'	=	2.2	
⑧ 건조수축률				
- 초기 (28일)	: ϵ	=	0.00020	
- 최종 (90일)	: ϵ	=	0.00014	

(4) 현장타설 콘크리트

① 설계기준강도	: $f_{ck}(slab)$	=	30.00	MPa
② 탄성계수	: E_{ci}	= 8,500 x $\sqrt[3]{f_{ck}(slab) + 4}$	=	27,537 MPa
③ 허용 휨압축응력	: f_{ca}	= 0.40 x $f_{ck}(slab)$	=	12.00 MPa
④ 허용 휨인장응력	: f_{ta}	=	=	0.00 MPa
⑤ 허용 전단응력 (1)	: v_{cad1}	= 0.08 x $\sqrt{f_{ck}(slab)}$	=	0.44 MPa
⑥ 허용 전단응력 (2)	: v_{cad2}	= 0.4 x $\sqrt{f_{ck}(slab)}$	=	2.19 MPa
⑦ 탄성계수비(철근)	: n_c	= $E_s / E_{c(slab)}$	=	7.26

(5) 철근 (바닥판용) SD 400

① 항복응력	: f_{sy}	=	400.00	MPa
② 허용 인장응력	: f_{sa}	=	180.00	MPa
③ 탄성계수	: E_s	=	200,000.00	MPa

(6) 철근 (PSC거더 및 가로보용) SD 300

① 항복응력	: f_{sy}	=	300.00	MPa
② 허용 인장응력	: f_{sa}	=	150.00	MPa
③ 탄성계수	: E_s	=	200,000.00	MPa

1.4 사용성의 한계

(1) 활하중 처짐의 허용값

① 주행안전성에 대한 검토

$$\delta_L \leq \delta_{La} = L / 600$$

여기서, δ_L = 충격계수가 고려된 표준열차하중이 가장 불리하게
재하된 상태(복선재하 포함)의 처짐값

② 승차감 만족에 대한 검토

실 열차하중에 의한 속도별 동적해석 응답의 최대값과 충격계수를 고려한 표준열차하중 단선재하에
의한 최대값 중 불리한 값을 적용한다.

설계속도 (V)(km/h)	거더 또는 부재의 경간(m)										
	0~20	25	30	35	40	45	50	55	60~75	80~95	100~120
270<V<350	L/1500	L/1500	L/1600	L/1750	L/1900	L/2100	L/2200	L/2350	L/2500	L/2200	L/1900
200<V≤270	L/1300	L/1400	L/1500	L/1600	L/1700	L/1900	L/2000	L/2100	L/2000	L/1700	L/1400
V≤200	L/1100	L/1200	L/1300	L/1500	L/1500	L/1400	L/1300	L/1200	L/1100	L/800	L/600

(2) 휨철근 간격의 허용값

콘크리트 인장연단에 가장 가까이에 배치되는 철근의 중심간격 s 는 다음 식에 의해 계산된 값 중에서
작은 값 이하로 해야 한다.

$$① s = 375 (210/f_s) - 2.5C_c$$

$$② s = 300 (210/f_s)$$

여기서, C_c = 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소두께.
철근이 하나만 배치된 경우에는 인장연단의 폭을 s 로 한다.

f_s = 사용하중 상태에서 인장연단에 가장 가까이에 위치한 철근의 응력
(근사값으로 f_y 의 2/3를 사용할 수 있다.)

1.5 해석프로그램

Midas CIVIL 2009 V1.0.0 (마이다스 아이티)

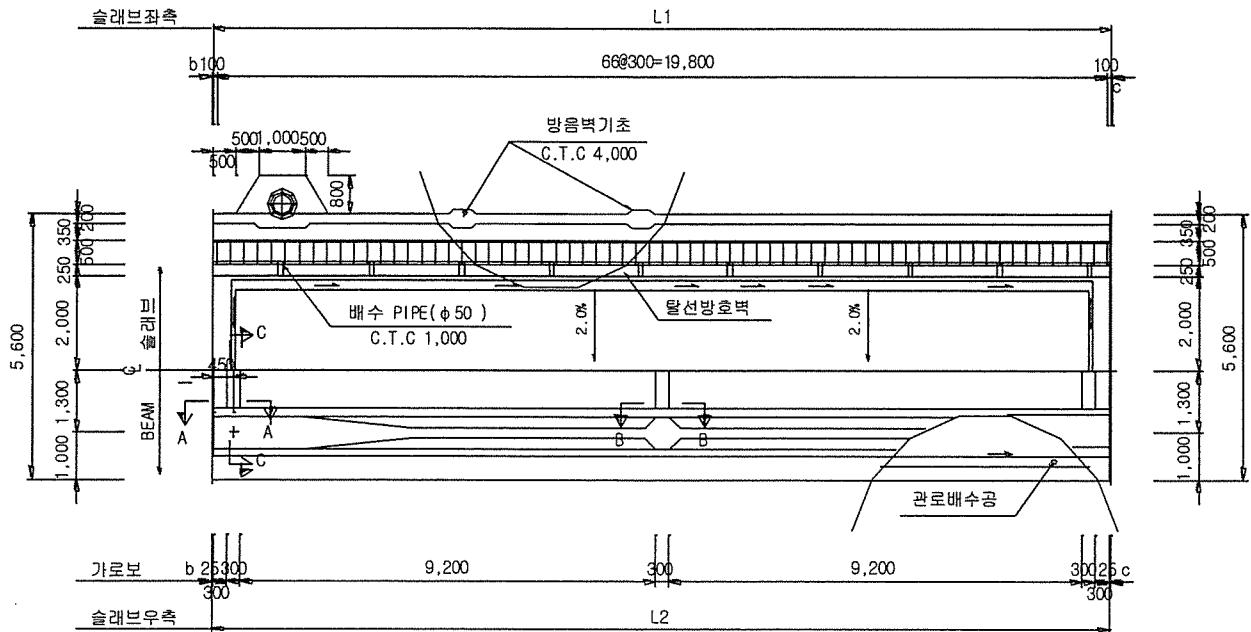
1.6 참고 문헌

- (1) 철도설계기준 (2013), 한국철도시설공단
- (2) 철도설계기준(노반편) (2011), 한국철도시설공단
- (3) 철도설계기준(철도교편) (2004), 대한토목학회
- (4) 콘크리트 구조 설계기준 (2012), 한국콘크리트학회
- (5) 철도설계편람(노반편-콘크리트 교) (2011), 한국철도시설공단

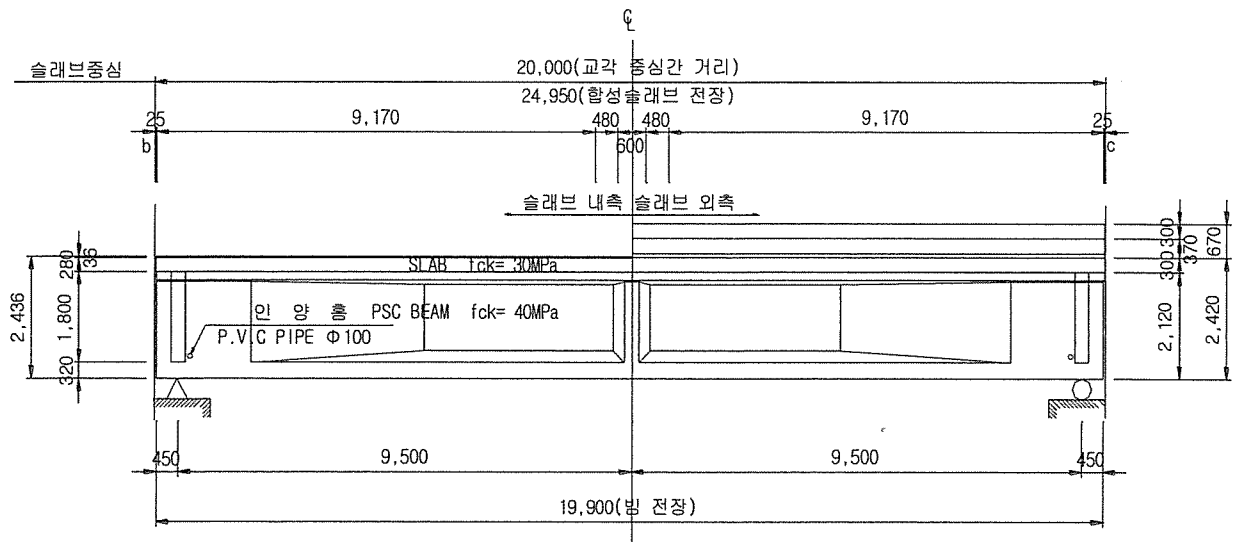
2. 단면가정

2.1 단면가정

(1) 평면도

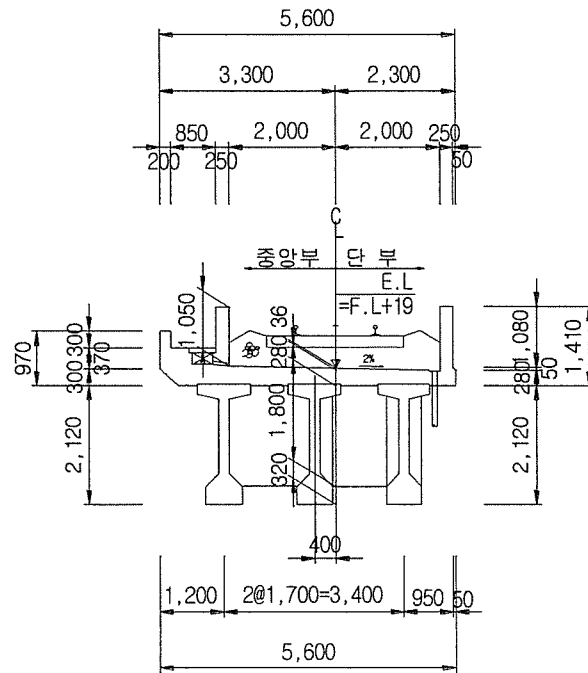


(2) 종단면



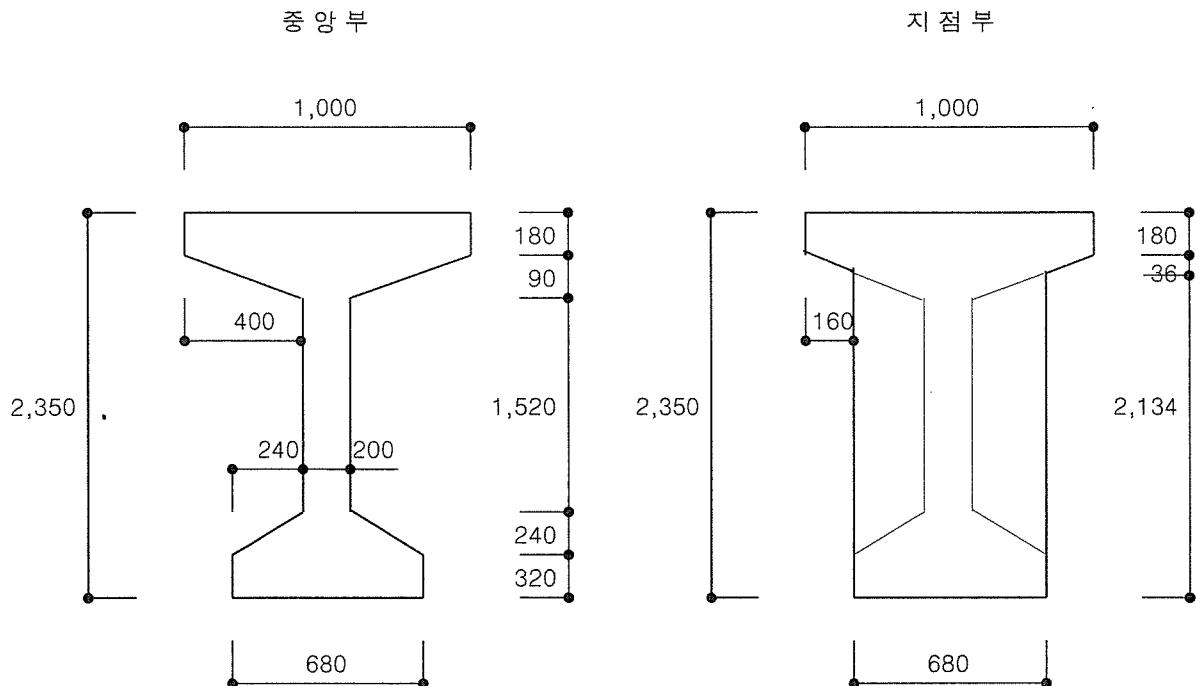
(3) 횡 단 면

거더간격	=	1.700 m	좌측캔틸레버 길이	=	1.200 m
교량 폭	=	5.600 m	우측캔틸레버 길이	=	1.000 m
바닥판 두께	=	0.280 m			
도상	=	0.365 m			



(4) 거더 단면

① 거더 횡단면도



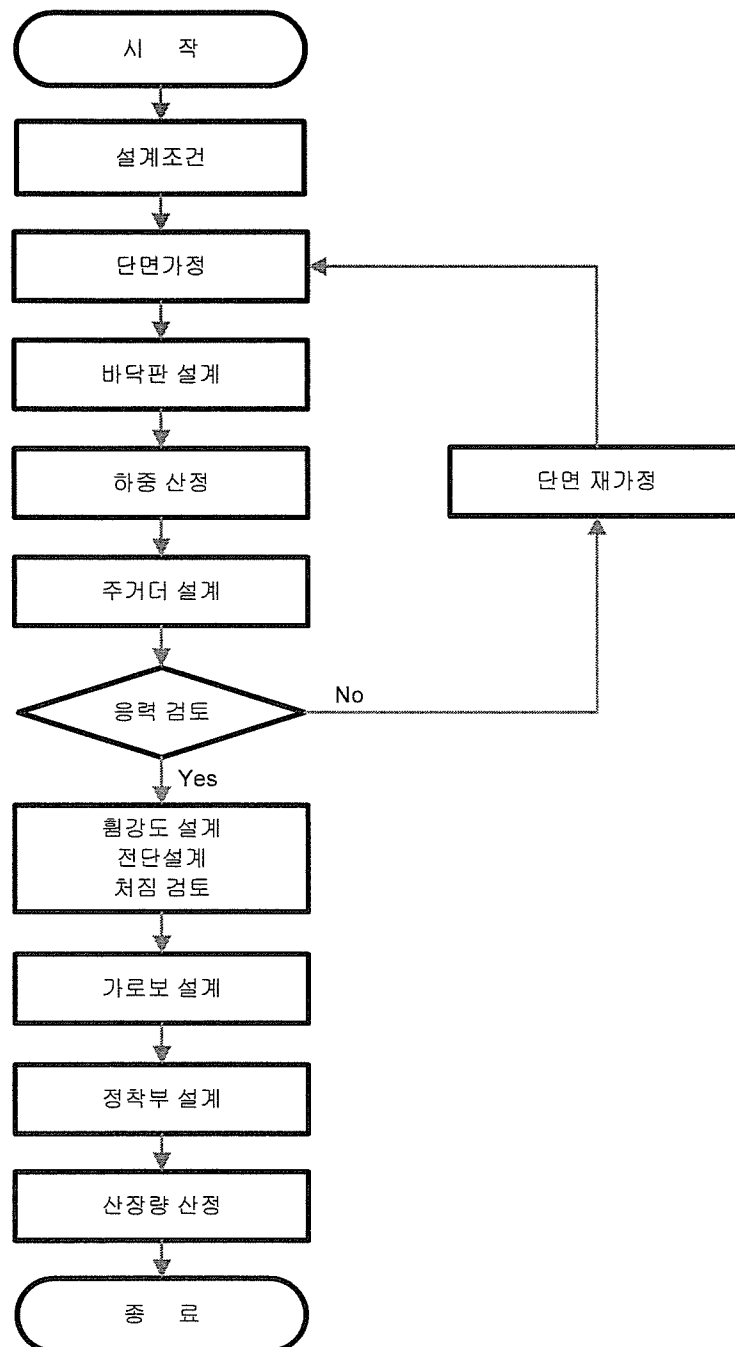
② 긴장재 위치도 : 하연에서 높이

강선번호	지점부	H 위치	L/4 위치	중앙부
1	424	240	142	125
2	848	462	222	125
3	1,271	684	306	125
4	1,702	969	492	250

2.2 거더 설계시 단계별 사용단면 제원

구 분	단면 계수	탄성 계수	비 고
자 중	순 단 면	프리스트레스 도입시	
프리스트레싱	순 단 면	프리스트레스 도입시	
합성전 고정하중	PS강선 환산단면	바닥판 타설시	비합성거더는 고정하중
합성후 고정하중	바닥판 환산단면	바닥판 경화후	비합성거더 해당없음
활 하 중	바닥판 환산단면	바닥판 경화후	

2.3 설계 흐름도

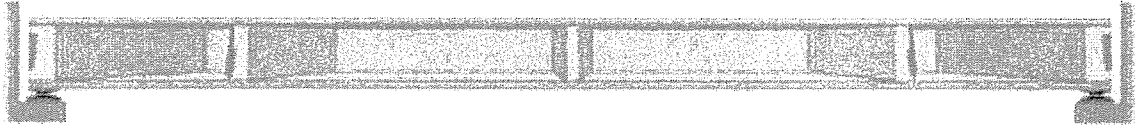


2.4 시공 순서도

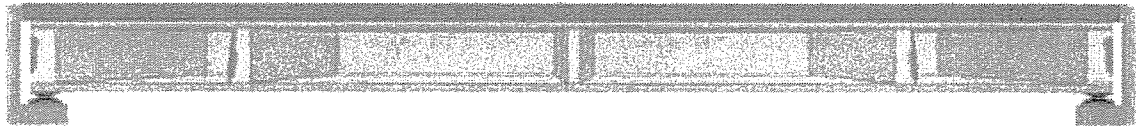
1. 제작장에서 PSC Beam제작 및 1차 강선 긴장



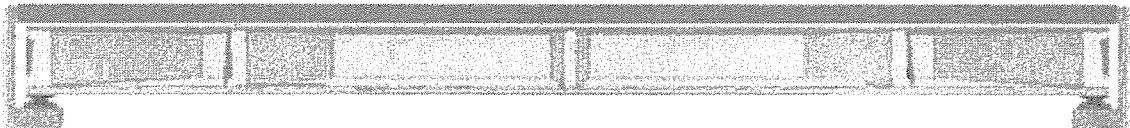
2. 크레인을 이용한 빔 거치



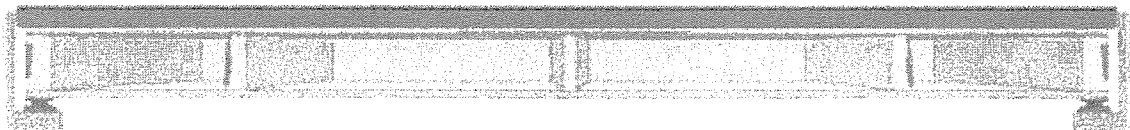
3. 가로보 철근 연결 및 바닥판 콘크리트 타설



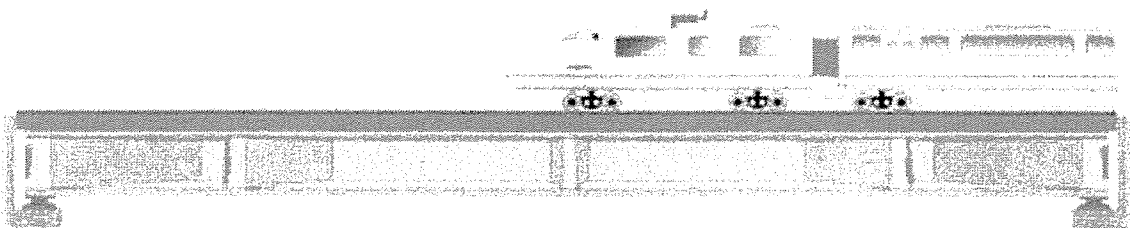
4. 바닥판 콘크리트 경화



5. 방호벽 설치 및 도상, 레일 설치 (2차 고정하중 재하)



6. 완공후 열차하중 재하



3. 바닥판 설계

3.1 궤도부

3.1.1 바닥판 최소 두께 검토

[철도설계기준 (노반편) 10.10.4]

구 분			궤도진행 방향에 직각	궤도진행 방향에 평행
단 순 판			$40l + 110$	$65l + 130$
연 속 판			$30l + 110$	$50l + 130$
캔틸레버판	l	≤ 0.25	$280l + 160$	$240l + 130$
	l	> 0.25	$80l + 210$	

여기서, l 은 작용하는 열차하중 및 고정하중에 대한 지간이다.

단순판 및 연속판의 지간은 순지간으로 한다.

궤도부분 바닥판의 최소두께는 200mm 또는 위의 표의 값 중 큰 값을 사용한다.

- 바닥판의 지간 $l_s = 1.700 - 0.200 = 1.50 \text{ m}$
- 바닥판 최소두께 $t_{\min} = 30 l_s + 110 = 155.00 \text{ mm}$
최소 200.00 mm 이상
- 바닥판 사용두께 $t_{\text{use}} = 280 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

3.1.2 하중 계산

- PC 침목제원 = 0.240 × 0.200 × 2.60 m
- 도상두께 = 0.365 m
- 바닥판콘크리트 두께 = 0.280 m
- 분 포 폭 = 침목길이 + 1.5 × 자갈도상두께 + 바닥판 두께
= 2.600 + 1.5 × 0.365 + 0.280 = 3.428 m

(1) 고정하중

슬래브	: w_s	=	0.28	×	24.50	=	6.860 kN/m ²
구배	: w_g	=	0.076	/	2	×	24.50 = 0.931 kN/m ²
도상	: w_o	=	0.565	×	19.00	×	1.30 = 13.956 kN/m ²
궤도	: w_r	=	3.00	×	1 / 3.428	=	0.875 kN/m ²
계	: w_d	=				=	22.622 kN/m ²

도상의 중량은 보선작업과정을 고려하여 30% 할인된 값을 사용한다.

[철도설계기준(노반편) 8.2.2]

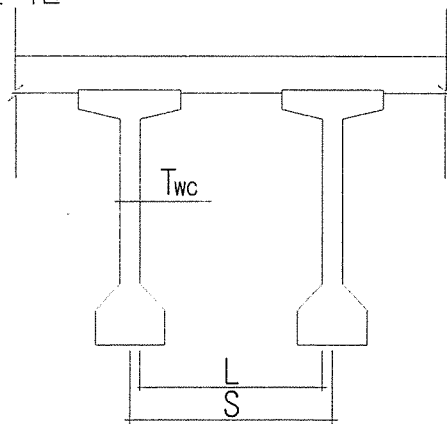
등분포고정하중에 의한 연속판의 휨모멘트는 단지간과 중앙지간에서 다르지만

설계를 간략화하기 위해서 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(m)당의 설계모멘트는 같이 사용한다.

[철도설계기준(노반편) 표10.10]

판의 구분	휨모멘트의 종류	바닥판 지간방향의 휨모멘트
단순판	지간 휨모멘트	$+ w l_d^2 / 8$
캔틸레버판	지점 휨모멘트	$- w l_d^2 / 2$
연속판	지간 휨모멘트	$+ w l_d^2 / 10$
	지점 휨모멘트	$- w l_d^2 / 10$

- 바닥판 지간



$$L = S - T_{wc} = 1.500 \text{ m}$$

[철도설계기준(노반편) 10.10.1]

- 고정하중에 의한 휨모멘트

$$M_d = \frac{w l_d^2}{10} = \frac{22.622 \times 1.500^2}{10} = 5.090 \text{ kN-m}$$

(2) 활하중 (L)

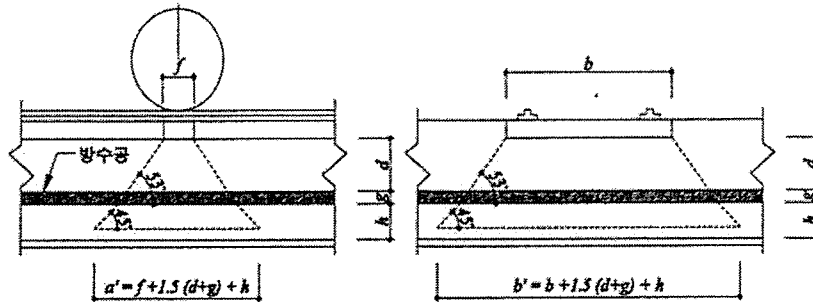
① 하중 분포폭 산정

철도설계기준(노반편) 10.10.5

주거터에 지지된 바닥판을 설계할 경우, 즉 도상궤도 및 슬래브궤도를 지지하는 1방향 슬래브 또는 2방향 슬래브 바닥판의 궤도상 윤하중에 의한 휨모멘트는 다음식으로 주어지는 환산등분포 하중 w 로 계산한다.

$$w = P / a' b'$$

여기서, P 는 축중(軸重) [tonf]이고, a 는 축거, b 는 등분포 하중이 분포되는 분포폭으로 다음과 같이 계산된다.



여기서, f : 침목폭	=	0.240 m
b : 침목길이	=	2.600 m
d : 자갈도상깊이	=	0.365 m
g : 방수공두께	=	m
h : 슬래브 두께	=	0.280 m

- 자갈도상궤도에서 열차하중의 분포폭 -

- 도상에서 열차하중의 분포폭

$$a = \text{축 거} = 3.00 \text{ m (KRL2012하중)}$$

$$= 1.00 \text{ m (객차 하중)}$$

- 횡방향 분포폭(b')

$$b = 2.60 \text{ m}$$

$$b' = b + 2(d+g) + h$$

$$2.6 + 1.5 \times (0.365 + 0) + 0.28 = 3.428 \text{ m}$$

② 충격 계수

$$I_m = 1.44 / (\sqrt{L_c} - 0.2) - 0.18$$

$$= 1.44 / (\sqrt{1.50} - 0.2) - 0.18 = 1.225$$

따라서, $I_m = 0.670$ (여기서, $0 < I_m \leq 0.67$)

③ 활하중(충격포함)

- 동륜 하중의 경우

$$w(1+i) = 220 \times (1 + 0.67) \times 1ea / (3 \times 3.4275) = 35.731 \text{ kN/m}^2$$

- 등분포 하중의 경우

$$w(1+i) = 80 \times (1 + 0.67) \times 1ea / (1 \times 3.4275) = 38.979 \text{ kN/m}^2$$

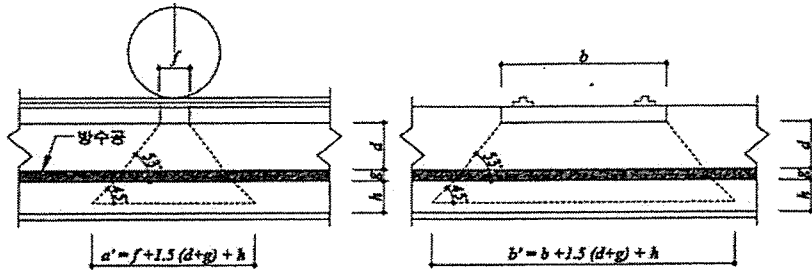
-이상의 결과 KRL2012하중의 경우 동륜하중과 등분포 하중이 동시에 작용하므로 조합하여 설계

$$w(1+i) = 74.709 \text{ kN/m}^2$$

$$ML(1+i) = \frac{w(1+i) \times L^2}{10} = 16.810 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

(3) 탈선하중에 의한 단면력

1) 활하중 분포폭 산정 (철도설계기준(노반편) 10.10.5)



여기서, f : 궤도 중심선 원호의 중심으로부터 곡선 내측지점을 연결한 선까지의 거리 = 0.000 m
 b : 도상 길이 = 0.000 m
 d : 자갈도상의 깊이 = 0.565 m
 h : 슬래브 두께 = 0.280 m

- 종방향 분포폭(a')

$$f = 0.00 \text{ m}$$

$$a' = f + 2 (d + g) + h$$

$$0 + 1.5 \times (0.565 + 0) + 0.28 = 1.128 \text{ m}$$

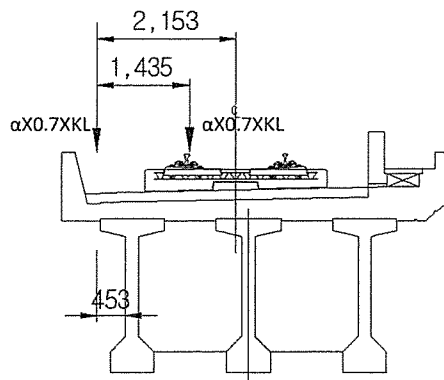
- 횡방향 분포폭(b')

$$b = 0.00 \text{ m}$$

$$b' = b + 2 (d + g) + h$$

$$0 + 1.5 \times (0.565 + 0) + 0.28 = 1.128 \text{ m}$$

2) 탈선 활하중



① 동륜 하중의 경우

$$w = 0.7 \times 220 / (1.1275 \times 1.1275) = 121.140 \text{ kN/m}^2$$

② 객차 하중의 경우

$$w = 0.7 \times 80 / (1.000 \times 1.1275) = 49.667 \text{ kN/m}^2$$

-이상의 결과 KRL2012하중의 경우 동륜하중과 등분포 하중이 동시에 작용하므로 조합하여 설계

$$w_{dr} = 170.807 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{dr} = \frac{w_{dr} \times L^2}{10} = 38.432 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

3.1.3 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

$$\begin{aligned} \text{Load case 1 : } U &= 1.35 D + 1.85 (L + I) \\ &= 1.35 \times 5.090 + 1.85 \times 16.810 = 37.969 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Load case 2 : } U &= 1.6 (D + (L + I)) \\ &= 1.6 \times (5.090 + 16.810) = 35.039 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Load case 3 : } U &= 1.35 D + 1.35 (L_{DR}) \\ &= 1.35 \times 5.090 + 1.35 \times 38.432 = 58.754 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

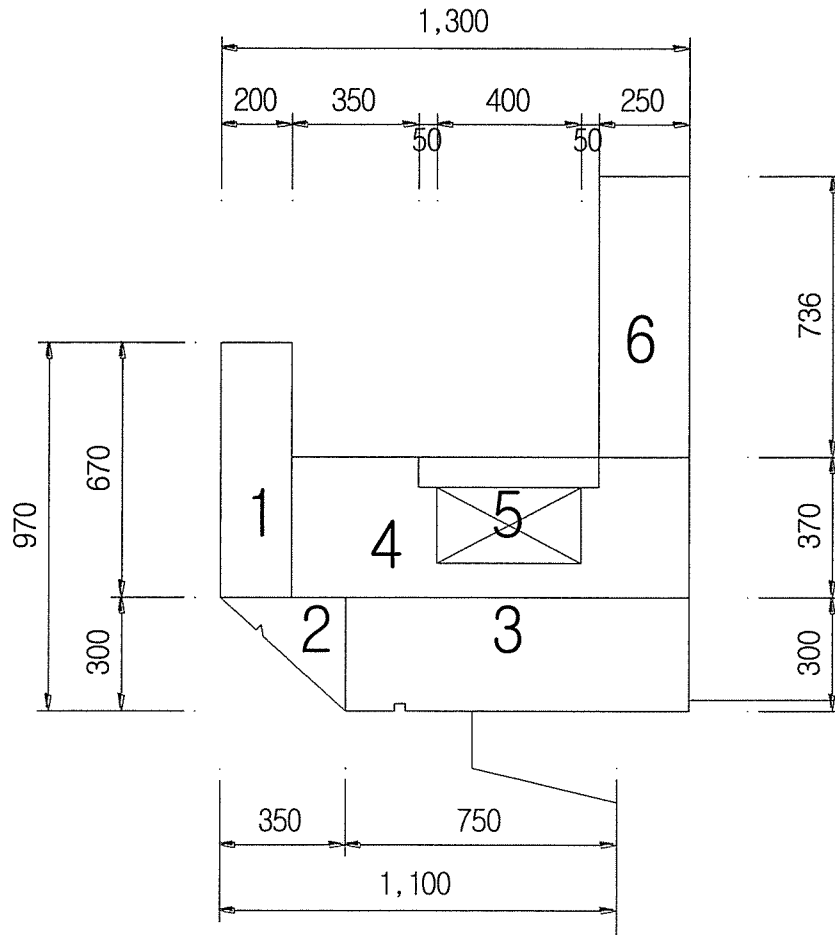
(2) 사용하중(Service Load)

$$\begin{aligned} \text{Load case 6 : } U &= 1.0 (D + (L + I)) \\ &= 1.0 \times (5.090 + 16.810) = 21.900 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Load case 7 : } U &= 1.0 (D + L_{DR}) \\ &= 1.0 \times (5.090 + 38.432) = 43.522 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

3.2 캔틸레버부 (좌측)

3.2.1 하중 계산

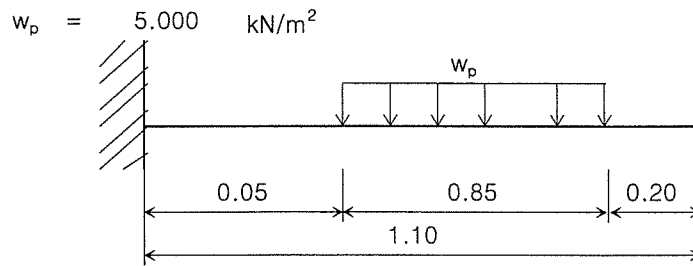


$$\text{캔틸레버판 설계 지간 } l_d = 1.200 - 0.100 = 1.100 \text{ m}$$

(1) 고정하중(D)

No	단위폭당 작용하중 (kN)	거리(m)	M (kN-m)
(1)	$0.200 \times 0.670 \times 24.5 = 3.283$	1.000	3.283
(2)	$0.350 \times 0.300 \times 24.5 \times 1/2 = 1.286$	0.867	1.115
(3)	$0.750 \times 0.300 \times 24.5 = 5.513$	0.375	2.067
(4)	$0.900 \times 0.370 \times 24.5 = 8.159$	0.250	2.040
(5)	$0.400 \times 0.200 \times 24.5 = -1.960$	0.300	-0.588
(6)	$0.050 \times 0.736 \times 24.5 = 0.902$	0.025	0.023
도상	$0.000 \times 0.57 \times 1.3 \times 19 = 0.000$	0.000	0.000
CABLE	$= 1.000$	0.300	0.300
방음벽	$= 2.000$	1.000	2.000
방음벽기초	$= 2.328$	1.000	2.328
TOTAL	$= 22.511$		12.568

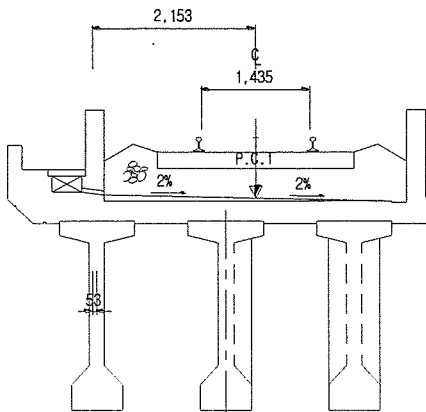
(2) 균집하중 (L)



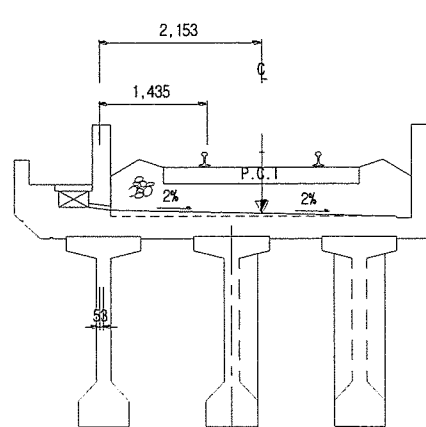
균집하중에 의한 휨모멘트

$$M_L = 5.000 \times 0.850 \times 0.475 = 2.019 \text{ kN-m}$$

(3) 열차 탈선하중 (L_{DR} , Derailment Load)



탈선하중 1)



탈선하중 2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

$$L = 0.000 \text{ m} \quad - \text{ 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용}$$

② 탈선하중에 의한 단면력

$$\text{CASE1 } P = \left(\frac{220.00}{1.128 \times 1.128} + \frac{80.000}{1.000 \times 1.128} \right) \times 0.7 = 170.807 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{CASE2 } P = \left(\frac{0.00}{1.128 \times 1.128} + \frac{80.000}{1.000 \times 1.128} \right) \times 1.4 = 99.335 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{LR^+} = 170.81 \times 0.000^2 / 2 = 0.000 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{LR^-} = 99.34 \times 0.000^2 / 2 = 0.000 \text{ kN-m/m}$$

(4) 풍하중 (W)

$$\text{방음벽 높이} = 2.0 \text{ m}$$

$$F_W = (0.670 + 2.000) \times 3.000 \text{ kN/m}^2 = 8.010 \text{ kN/m}$$

$$M_W = 8.01 \times (0.670 + 2.000) / 2 = 10.693 \text{ kN-m/m}$$

3.2.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

$$\begin{aligned}
 \text{Load case 1 : } U &= 1.35 D + 1.85 L \\
 &= 1.35 \times 12.57 + 1.85 \times 2.02 = 20.702 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 2 : } U &= 1.6 (D + (L_I)) \\
 &= 1.60 \times (12.57 + 2.02) = 23.339 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 3 : } U &= 1.35 (D + W) \\
 &= 1.35 \times (12.57 + 10.69) = 31.402 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 4 : } U &= 1.35 (D + L + 0.5W) \\
 &= 1.35 \times (12.57 + 2.02 + 0.5 \times 10.69) = 26.910 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 5 : } U &= 1.35 D + 1.35 L_{DR} \\
 &= 1.35 \times 12.57 + 1.35 \times 0.00 = 16.967 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

(2) 사용하중(Service Load)

$$\begin{aligned}
 \text{Load case 6 : } U &= 1.0 (D + L) \\
 &= 1.0 \times (12.57 + 2.02) = 14.587 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 7 : } U &= 1.0 (D + L + 0.5W) \\
 &= 1.35 \times (12.57 + 2.02 + 0.5 \times 10.69) = 26.910 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

여기서, D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력
 L : 활하중 또는 이에 따른 단면력
 W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 W_L : 차량하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 L_{DR} : 탈선하중

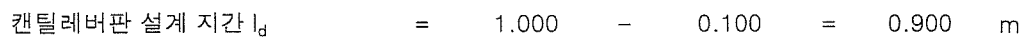
3.2.3 최소 두께 검토

[철도설계기준(노반편) 10.10.4]

보도부분 바닥판 최소 두께

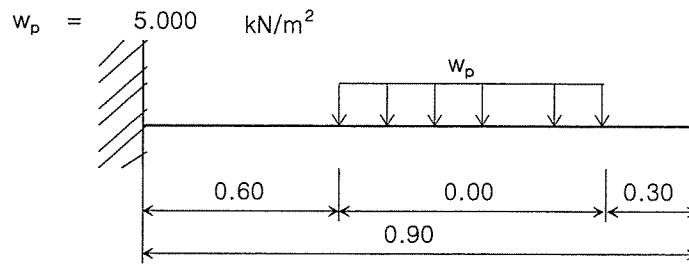
$$\therefore t_{\min} = 140 \text{ mm} < h_{\text{use}} = 280 \text{ mm} \quad \text{O.K.!!}$$

3.3.1 하중 계산



No	단위폭당 작용하중 (kN)	거리(m)	M (kN-m)
(1)	0.250 × 1.130 × 24.5 = 6.920	0.725	5.017
(2)	0.050 × 0.050 × 24.5 × 1/2 = 0.030	0.867	0.026
(3)	0.900 × 0.280 × 24.5 = 6.170	0.450	2.777
(4)	0.400 × 0.008 × 24.5 × 1/2 = 0.040	0.133	0.005
(5)	0.000 × 0.000 × 24.5 = 0.000	0.000	0.000
(6)	0.600 × 0.600 × 19.0 × 1 = 8.890	0.300	2.667
CABLE	=	0.000	0.000
방음벽	= 2.000	0.725	1.450
방음벽기초	= 2.328	0.725	1.687
TOTAL	= 26.378		13.629

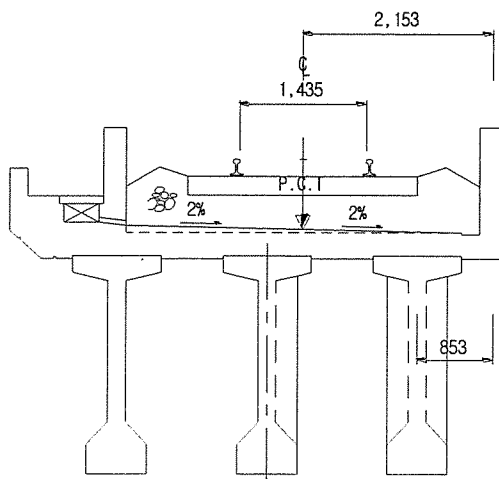
(2) 균집하중 (L)



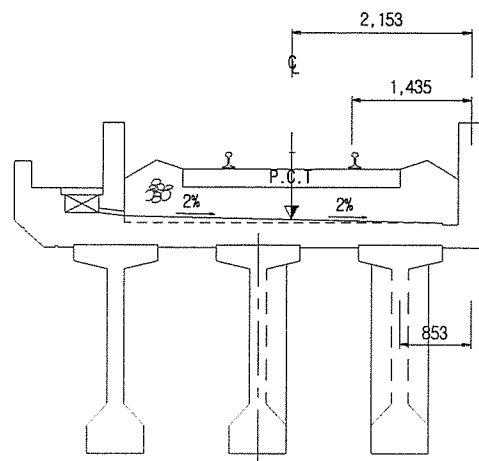
균집하중에 의한 휨모멘트

$$M_L = 5.000 \times 0.000 \times 0.600 = 0.000 \text{ kN-m}$$

(3) 열차 탈선하중(L_{DR} , Derailment Load)



탈선하중 1)



탈선하중 2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

$$L = 0.000 \text{ m} \quad \text{— 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용}$$

② 탈선하중에 의한 단면력

$$\text{CASE1 } P = \left(\frac{220.00}{1.128 \times 1.128} + \frac{80.000}{1.000 \times 1.128} \right) \times 0.7 = 170.807 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{CASE2 } P = \left(\frac{0.00}{1.128 \times 1.128} + \frac{80.000}{1.000 \times 1.128} \right) \times 1.4 = 99.335 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{LR1} = 170.81 \times 0.000^2 / 2 = 0.000 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{LR2} = 99.34 \times 0.000^2 / 2 = 0.000 \text{ kN-m/m}$$

(4) 풍하중 (W)

$$\text{방음벽 높이} = 2.0 \text{ m}$$

$$F_w = (1.130 + 2.000) \times 3.000 \text{ kN/m}^2 = 9.390 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 9.39 \times (1.130 + 2.000) / 2 = 14.695 \text{ kN-m/m}$$

3.3.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

$$\begin{aligned}
 \text{Load case 1 : } U &= 1.35 D + 1.85 L \\
 &= 1.35 \times 13.63 + 1.85 \times 0.00 \\
 &= 18.399 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 2 : } U &= 1.6 (D + L) \\
 &= 1.6 \times (13.63 + 0.00) \\
 &= 21.806 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 3 : } U &= 1.35 (D + W) \\
 &= 1.35 \times (13.63 + 14.70) \\
 &= 38.237 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 4 : } U &= 1.35 (D + L + 0.5W) \\
 &= 1.35 \times (13.63 + 0.00 + 0.5 \times 14.70) \\
 &= 28.32 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 5 : } U &= 1.35 D + 1.35 L_{DR} \\
 &= 1.35 \times 13.63 + 1.35 \times 0.00 \\
 &= 18.399 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

(2) 사용하중(Service Load)

$$\begin{aligned}
 \text{Load case 6 : } U &= 1.0 (D + L) \\
 &= 1.0 \times (13.63 + 0.00) \\
 &= 13.63 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 7 : } U &= 1.0 (D + L + 0.5W) \\
 &= 1.00 \times (13.63 + 0.00 + 0.5 \times 14.70) \\
 &= 20.98 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

여기서, D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력
 L : 활하중 또는 이에 따른 단면력
 W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 W_L : 차량하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 L_{DR} : 탈선하중

3.3.3 최소 두께 검토

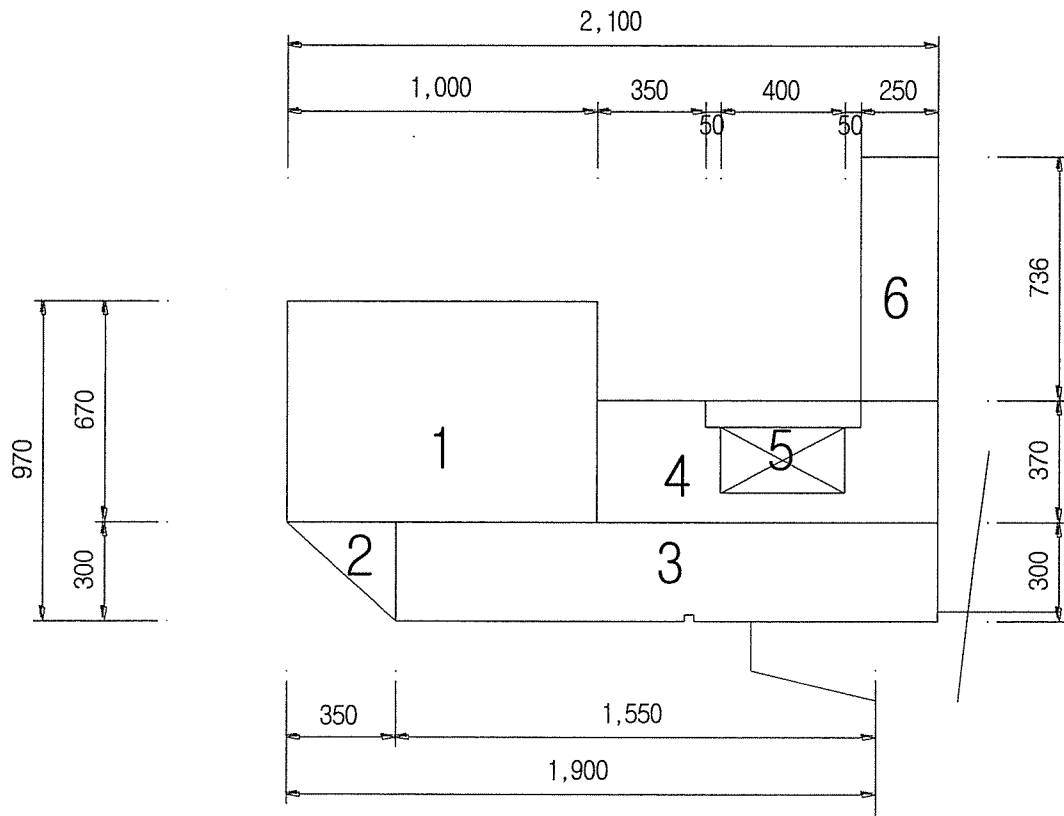
[철도설계기준(노반편) 10.10.4]

보도부분 바닥판 최소 두께

$$\therefore t_{\min} = 140 \text{ mm} < h_{\text{use}} = 280 \text{ mm} \quad \text{O.K.!!}$$

3.4 전철주기초부

3.4.1 하중 계산



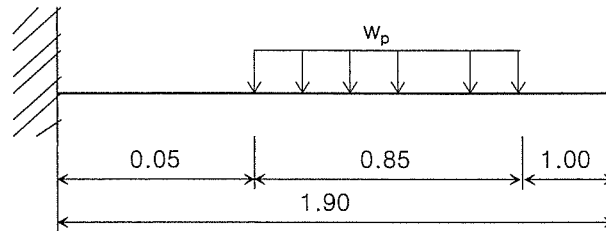
$$\text{캔틸레버판 설계 지간 } l_d = 2.000 - 0.100 = 1.900 \text{ m}$$

(1) 고정하중(D)

No	단위폭당 작용하중 (kN)	거리(m)	M (kN-m)
(1)	$1.000 \times 0.670 \times 24.5 = 16.42$	1.400	22.99
(2)	$0.350 \times 0.300 \times 24.5 \times 1/2 = 1.29$	1.667	2.15
(3)	$1.550 \times 0.300 \times 24.5 = 11.39$	0.775	8.83
(4)	$0.900 \times 0.370 \times 24.5 = 8.16$	0.250	2.04
(5)	$0.400 \times 0.200 \times 24.5 = -1.96$	0.300	-0.59
(6)	$0.050 \times 0.736 \times 24.5 = 0.90$	0.025	0.02
자갈도상	$1.550 \times 0.00 \times 1.3 \times 19 = 0.00$	0.775	0.00
CABLE	$= 1.00$	0.300	0.30
방음벽	$= 2.00$	1.000	2.00
전철주	$= 20.00$	1.400	28.00
TOTAL	$= 59.20$		65.74

(2) 균집하중 (L)

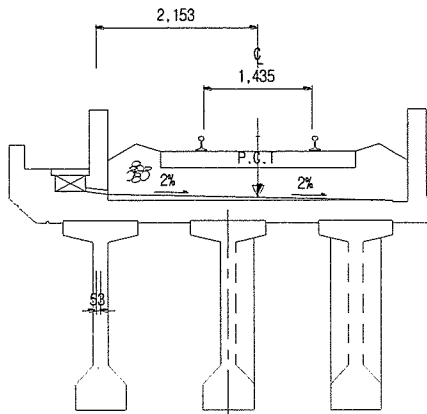
$$w_p = 5.000 \text{ kN/m}^2$$



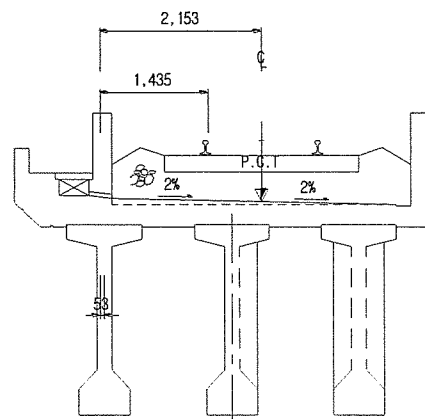
균집하중에 의한 휨모멘트

$$M_L = 5.000 \times 0.850 \times 0.475 = 2.02 \text{ kN-m}$$

(3) 열차 탈선하중(L_{DR} , Derailment Load - 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용



탈선하중 1)



탈선하중 2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

$$L = 0.000 \text{ m} \quad - \text{ 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용}$$

② 탈선하중에 의한 단면력

$$\text{CASE1 } P = \left(\frac{220.00}{1.128 \times 1.128} + \frac{80.000}{1.000 \times 1.128} \right) \times 0.7 = 170.807 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{CASE2 } P = \left(\frac{0.00}{1.128 \times 1.128} + \frac{80.000}{1.000 \times 1.128} \right) \times 1.4 = 99.335 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{LR1} = 170.81 \times 0.000^2 / 2 = 0.000 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{LR2} = 99.34 \times 0.000^2 / 2 = 0.000 \text{ kN-m/m}$$

(4) 풍하중 (W)

$$\text{방음벽 높이} = 2.0 \text{ m}$$

$$F_W = (0.670 + 2.000) \times 3.000 \text{ kN/m}^2 = 8.010 \text{ kN/m}$$

$$M_W = 8.01 \times (0.670 + 2.000) / 2 = 10.693 \text{ kN-m/m}$$

3.2.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

$$\begin{aligned}
 \text{Load case 1 : } U &= 1.35 D + 1.85 L \\
 &= 1.35 \times 65.74 + 1.85 \times 2.02 \\
 &= 92.486 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 2 : } U &= 1.6 (D + L) \\
 &= 1.6 \times (65.74 + 2.02) \\
 &= 108.416 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 3 : } U &= 1.35 (D + W) \\
 &= 1.35 \times (65.74 + 10.69) \\
 &= 103.185 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 4 : } U &= 1.35 (D + L + 0.5W) \\
 &= 1.35 \times (65.74 + 2.02 + 0.5 \times 10.69) \\
 &= 98.69 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 5 : } U &= 1.35 D + 1.35 L_{DR} \\
 &= 1.35 \times 65.74 + 1.35 \times 0.00 \\
 &= 88.749 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

(2) 사용하중(Service Load)

$$\begin{aligned}
 \text{Load case 6 : } U &= 1.0 (D + L) \\
 &= 1.0 \times (65.74 + 2.02) \\
 &= 67.760 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 7 : } U &= 1.0 (D + L + 0.5W) \\
 &= 1.00 \times (65.74 + 2.02 + 0.5 \times 10.69) \\
 &= 73.11 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

여기서, D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력
 L : 활하중 또는 이에 따른 단면력
 W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 W_L : 차량하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 L_{DR} : 탈선하중

3.2.3 최소 두께 검토

[철도설계기준(노반편) 10.10.4]

보도부분 바닥판 최소 두께

$$\therefore t_{\min} = 140 \text{ mm} < h_{\text{use}} = 280 \text{ mm} \quad \text{O.K.!!}$$

3.5 바닥판 설계

3.5.1 궤도부

(1) 설계조건

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 30.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400.00 \text{ MPa} \\
 M_u &= 58.75 \text{ kN-m} \\
 b &= 1,000.00 \text{ mm} & h &= 280.00 \text{ mm} \\
 d' &= 60.00 \text{ mm} & d &= 220.00 \text{ mm} \\
 \phi_f &= 0.90 & k_1 &= 0.85
 \end{aligned}$$

(2) 휨설계

- 필요철근량

$$\begin{aligned}
 a &= f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157 A_s \\
 M_n &= M_u / \phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2) \quad \text{이므로,} \\
 3.00 A_s^2 - 88,000.00 A_s + 65,282,222.00 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\text{필요 철근량 } A_s = 761.62 \text{ mm}^2$$

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근($A_{s,min}$) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 761.62 = 1,015.49 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축(상면)} A_s = H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장(하면)} A_s = H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,324.00 \times 400}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 1,324.00 \times 400.00 \times (220 - \frac{20.77}{2}) \\
 &= 99,910,894 \text{ N-mm} \\
 &= 99.91 \text{ kN-m} > M_u = 58.75 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

- 철근비검토

$$\text{균형철근비}(p_b) = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = 3.251 \%$$

$$p = A_s / (b \times d) = 0.602 \% < p_{\max} = 0.75 \times p_b = 2.438 \% \quad \text{O.K.!!}$$

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

$$\text{인장주철근의 1/6} = 1,324.00 / 6 = 220.67 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축측-상면} \quad H \quad 13 \quad @ \quad 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장측-하면} \quad H \quad 13 \quad @ \quad 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

O.K.!!

온도-수축철근 검토

$$0.2\% \text{의 철근비} = 0.002 \times 1,000 \times 220 = 440.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용 배력 철근 단면적} = 1,267.00 \text{ mm}^2$$

O.K.!!

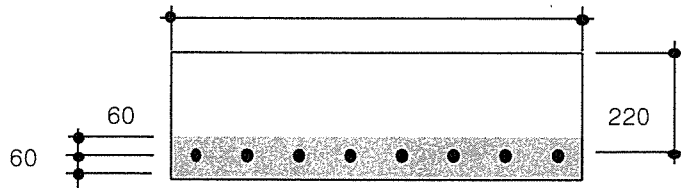
(4) 휨철근 간격 검토

[철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$$M_{\max} = M_d + M_l + M_i = 21.900 \text{ kN-m}$$

1000.00



- 중립축 및 작용응력 계산

$$n = E_s / E_c = 7.26$$

$$\rho = A_s / (b \times d) = 1324.00 / (1000.00 \times 220.00) = 0.00602$$

$$n \rho = n \times \rho = 7.26 \times 0.00602 = 0.04371$$

$$k = -n \rho + \sqrt{(n \rho)^2 + 2 n \rho} = 0.255$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.255 / 3 = 0.915$$

$$\begin{aligned} f_s &= M_o / (\rho \times j \times b \times d^2) \\ &= 21,900,000 / (0.00602 \times 0.915 \times 1000.00 \times 220.00^2) \\ &= 82.15 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- 휨철근 간격 검토

$$\begin{aligned} \text{최외단 피복두께 } c &= d_c - (\text{주철근직경}) / 2 \\ &= 60.00 - 16.00 / 2 = 52.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{휨철근 최대간격 } s_a &= \text{Min} [375 (210/f_s) - 2.5c, 300 (210/f_s)] \\ &= \text{Min} [828.612, 766.89] = 766.890 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\therefore s = 150.000 \text{ mm} < s_a = 766.890 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5.2 캔틸레버부 (좌측)

(1) 설계조건

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 30.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400.00 \text{ MPa} \\
 M_u &= 31.40 \text{ kN-m} \\
 b &= 1,000.00 \text{ mm} & h &= 280.00 \text{ mm} \\
 d' &= 60.00 \text{ mm} & d &= 220.00 \text{ mm} \\
 \phi_f &= 0.90 & k_1 &= 0.85
 \end{aligned}$$

(2) 휨설계

- 필요철근량

$$\begin{aligned}
 a &= f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157 A_s \\
 M_n &= M_u / \phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2) \quad \text{이므로,} \\
 3.00 A_s^2 - 88,000 A_s + 34,891,111 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\text{필요 철근량 } A_s = 402.00 \text{ mm}^2$$

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근($A_{s,min}$) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 402.00 = 536.00 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장(상면)} \quad A_s = H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축(하면)} \quad A_s = H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,324.0 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000} = 20.77 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 1,324.00 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{20.77}{2})
 \end{aligned}$$

$$= 99,910,894 \text{ N-mm}$$

$$= 99.91 \text{ kN-m} > M_u = 18.40 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

- 철근비검토

$$\text{균형철근비}(\rho_b) = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = 3.251 \%$$

$$p = A_s / (b \times d) = 0.602 \% < p_{\max} = 0.75 \times \rho_b = 2.438 \% \quad \text{O.K.!!}$$

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

$$\text{인장주철근의 1/6} = 1,324.0 / 6 = 220.67 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장측-상면} \quad H \quad 13 \quad @ \quad 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축측-하면} \quad H \quad 13 \quad @ \quad 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

O.K.!!

온도-수축철근 검토

$$0.2\% \text{의 철근비} = 0.002 \times 1,000 \times 220 = 440.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용 배력 철근 단면적} = 1,267.00 \text{ mm}^2$$

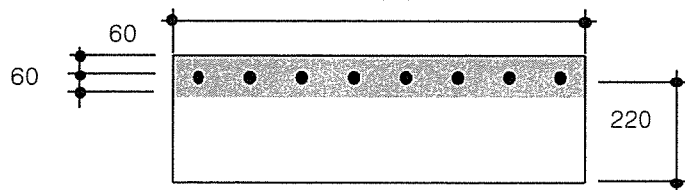
O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토

[철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$$M_{\max} = M_d + M_l + M_i = 14.587 \text{ kN-m}$$



- 중립축 및 작용응력 계산

$$n = E_s / E_c = 7.26$$

$$\rho = A_s / (b \times d) = 1324.00 / (1000.00 \times 220.00) = 0.00602$$

$$n \rho = n \times \rho = 7.26 \times 0.00602 = 0.04371$$

$$k = -n \rho + \sqrt{(n \rho)^2 + 2 n \rho} = 0.255$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.255 / 3 = 0.915$$

$$\begin{aligned} f_s &= M_o / (\rho \times j \times b \times d^2) \\ &= 14,587,000.00 / (0.00602 \times 0.915 \times 1000.00 \times 220.00^2) \\ &= 54.71 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- 휨철근 간격 검토

$$\begin{aligned} \text{최외단 피복두께 } c &= d_c - (\text{철근직경}) / 2 \\ &= 60.00 - 16.00 / 2 = 52.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{휨철근 최대간격 } s_a &= \text{Min} [375 (210/f_s) - 2.5c, 300 (210/f_s)] \\ &= \text{Min} [1309.408, 1151.526] = 1151.526 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\therefore s = 150.000 \text{ mm} < s_a = 1151.526 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5.3 캔틸레버부 (우측)

(1) 설계조건

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 30.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400.00 \text{ MPa} \\
 M_u &= 38.24 \text{ kN-m} \\
 b &= 1,000.00 \text{ mm} & h &= 280.00 \text{ mm} \\
 d' &= 60.00 \text{ mm} & d &= 220.00 \text{ mm} \\
 \phi_f &= 0.90 & k_1 &= 0.85
 \end{aligned}$$

(2) 휨설계

- 필요철근량

$$\begin{aligned}
 a &= f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157 A_s \\
 M_n &= M_u / \phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2) \quad \text{이므로,} \\
 3.00 A_s^2 - 88,000.00 A_s + 42,485,556.00 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\text{필요 철근량 } A_s = 491.01 \text{ mm}^2$$

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근($A_{s,min}$) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 491.01 = 654.68 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장(상면)} A_s = H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축(하면)} A_s = H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,324.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 1,324.00 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{20.77}{2}) \\
 &= 99,910,893.60 \text{ N-mm} \\
 &= 99.91 \text{ kN-m} > M_u = 38.24 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

- 철근비검토

$$\text{균형철근비}(p_b) = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = 3.251 \%$$

$$p = A_s / (b \times d) = 0.602 \% < p_{\max} = 0.75 \times p_b = 2.438 \% \quad \text{O.K.!!}$$

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

$$\text{인장주철근의 1/6} = 1,324.00 / 6 = 220.67 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장측-상면} \quad H \quad 13 \quad @ \quad 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축측-하면} \quad H \quad 13 \quad @ \quad 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

O.K.!!

온도-수축철근 검토

$$0.2\% \text{의 철근비} = 0.002 \times 1,000 \times 220 = 440.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용 배력 철근 단면적} = 1,267.00 \text{ mm}^2$$

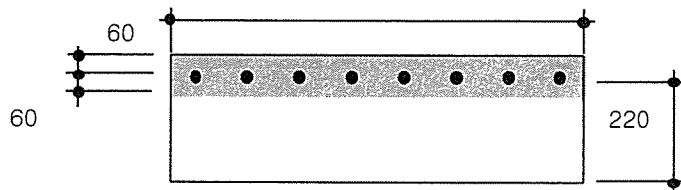
O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토

[철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$$M_{\max} = M_d + M_l + M_l = 13.630 \text{ kN-m}$$



- 중립축 및 작용응력 계산

$$n = E_s / E_c = 7.26$$

$$\rho = A_s / (b \times d) = 1324.00 / (1000.00 \times 220.00) = 0.00602$$

$$n \rho = n \times \rho = 7.26 \times 0.00602 = 0.04371$$

$$k = -n \rho + \sqrt{(n \rho)^2 + 2 n \rho} = 0.255$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.255 / 3 = 0.915$$

$$\begin{aligned} f_s &= M_o / (\rho \times j \times b \times d^2) \\ &= 13,630,000.00 / (0.00602 \times 0.915 \times 1000.00 \times 220.00^2) \\ &= 51.12 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- 휨철근 간격 검토

$$\begin{aligned} \text{최외단 피복두께 } c &= d_c - (\text{주철근직경}) / 2 \\ &= 60.00 - 16.00 / 2 = 52.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{휨철근 최대간격 } s_a &= \text{Min} [375 (210/f_s) - 2.5c, 300 (210/f_s)] \\ &= \text{Min} [1410.493, 1232.394] = 1232.394 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\therefore s = 150.000 \text{ mm} < s_a = 1232.394 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5.4 전철주기초부

(1) 설계조건

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 30.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400.00 \text{ MPa} \\
 M_u &= 108.416 \text{ kN-m} \\
 b &= 1000.00 \text{ mm} & h &= 280.00 \text{ mm} \\
 d' &= 60.00 \text{ mm} & d &= 220.00 \text{ mm} \\
 \phi_f &= 0.90 & k_1 &= 0.85
 \end{aligned}$$

(2) 휨설계

- 필요철근량

$$\begin{aligned}
 a &= f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157 A_s \\
 M_n &= M_u / \phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2) \quad \text{이므로,} \\
 3.00 A_s^2 - 88,000.00 A_s + 120,462,222.00 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\text{필요 철근량 } A_s = 1,439.53 \text{ mm}^2$$

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근($A_{s,min}$) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 1,439.53 = 1,919.37 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000 \times 220 = 753.12 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400} \times 1000 \times 220 = 770.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장(상면)} A_s = H \ 19 \ @ \ 150 = 286.5 \times \frac{1,000}{150} = 1,910.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축(하면)} A_s = H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,910 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000} = 29.96 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 1,910.00 \times 400.00 \times (220 - \frac{29.96}{2}) \\
 &= 140,971,752 \text{ N-mm} \\
 &= 140.97 \text{ kN-m} > M_u = 108.42 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

- 철근비검토

$$\text{균형철근비}(p_b) = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = 3.251 \%$$

$$p = A_s / (b \times d) = 0.868 \% < p_{\max} = 0.75 \times p_b = 2.438 \% \quad \text{O.K.!!}$$

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

$$\text{인장주철근의 1/6} = 1,910.00 / 6 = 318.33 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장측-상면} \quad H \ 13 \ @ \ 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축측-하면} \quad H \ 13 \ @ \ 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

O.K.!!

온도-수축철근 검토

$$0.2\% \text{의 철근비} = 0.002 \times 1,000 \times 220 = 440.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용 배력 철근 단면적} = 1,267.00 \text{ mm}^2$$

O.K.!!

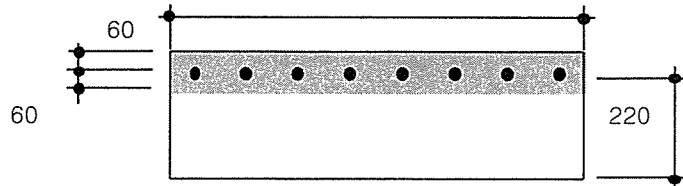
(4) 휨철근 간격 검토

[철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$$M_{\max} = M_d + M_l + M_i = 73.110 \text{ kN-m}$$

1000.00



- 중립축 및 작용응력 계산

$$n = E_s / E_c = 8.19$$

$$\rho = A_s / (b \times d) = 1910.00 / (1000.00 \times 220.00) = 0.00868$$

$$n \rho = n \times \rho = 8.19 \times 0.00868 = 0.07109$$

$$k = -n \rho + \sqrt{(n \rho)^2 + 2 n \rho} = 0.313$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.313 / 3 = 0.896$$

$$f_s = M_o / (\rho \times j \times b \times d^2) = 73,110,000.00 / (0.00868 \times 0.896 \times 1000.00 \times 220.00^2) = 194.22 \text{ MPa}$$

- 균열폭 검토

$$\begin{aligned} \text{최외단 피복두께 } c &= d_c - (\text{주철근직경}) / 2 \\ &= 60.00 - 19.00 / 2 = 50.50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{휨철근 최대간격 } s_a &= \text{Min} [375 (210/f_s) - 2.5c, 300 (210/f_s)] \\ &= \text{Min} [279.218, 324.374] = 279.218 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\therefore s = 150.000 \text{ mm} < s_a = 279.218 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5.5 캔틸레버판 단부 검토

(1) 좌측

- 거더 단부 이외의 캔틸레버판에서 필요한 철근량

$$A_{s, req} = 770.00 \text{ mm}^2$$

- 거더 단부 캔틸레버판에 필요한 철근량

$$A_{s, req} = 2 \times 770.00 = 1,540.00 \text{ mm}^2$$

- 사용철근

$$\text{인장철근-상면} \quad H \quad 19 \quad @ \quad 150 \quad = \quad 286.5 \quad \times \quad \frac{1,000}{150} \quad = \quad 1,910.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축철근-하면} \quad H \quad 16 \quad @ \quad 150 \quad = \quad 198.6 \quad \times \quad \frac{1,000}{150} \quad = \quad 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 보강범위

단부에서 1.10 m 까지

(2) 우측

- 거더 단부 이외의 캔틸레버판에서 필요한 철근량

$$A_{s, req} = 491.01 \text{ mm}^2$$

- 거더 단부 캔틸레버판에 필요한 철근량

$$A_{s, req} = 2 \times 491.01 = 982.02 \text{ mm}^2$$

- 사용철근

$$\text{인장철근-상면} \quad H \quad 19 \quad @ \quad 150 \quad = \quad 286.5 \quad \times \quad \frac{1,000}{150} \quad = \quad 1,910.00 \text{ mm}^2$$

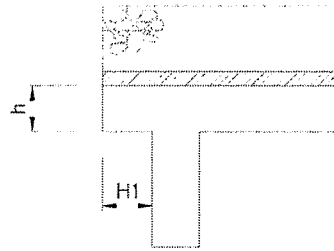
$$\text{압축철근-하면} \quad H \quad 16 \quad @ \quad 150 \quad = \quad 198.6 \quad \times \quad \frac{1,000}{150} \quad = \quad 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 보강범위

단부에서 0.90 m 까지

3.6 슬래브 단부 설계

3.6.1 단면치수



h: 0.28 m

H1: 0.325 m

3.6.2 설계하중에 의한 단면력

1) 고정하중에 의한 단면력

$$w_d = 22.622 \text{ kN/m}^2$$

$$M_d = w_d \times H_1^2 / 2 = 1.195 \text{ KN}\cdot\text{m/m}$$

2) 활하중에 의한 단면력

$$w_L = 74.709 \text{ kN/m}^2$$

$$M_L = w_L \times H_1^2 / 2 = 3.946 \text{ KN}\cdot\text{m/m}$$

3) 하중조합

– 계수하중(Factored Load)

$$\begin{aligned} \text{Load case 1 : } U &= 1.35 D + 1.85 L \\ &= 1.35 \times 1.19 + 1.85 \times 3.95 = 8.912 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Load case 2 : } U &= 1.6 (D + L) \\ &= 1.6 \times (1.19 + 3.95) = 8.225 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

3. 설계하중

구 분	Mu	비 고
KRL-2012	8.912	
적 용	8.912	MAX

3.6.3 철근량 산정

1. 설계조건

$$f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400.00 \text{ MPa}$$

$$M_u = 8.912 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$b = 1000.00 \text{ mm}$$

$$h = 280.00 \text{ mm}$$

$$d' = 60.00 \text{ mm}$$

$$d = 220.00 \text{ mm}$$

$$\phi_f = 0.90$$

$$k_1 = 0.85$$

2. 휨검토

1) 필요철근량

$$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157 A_s$$

$$M_n = M_u / \phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2) \quad \text{이므로,}$$

$$3.00 A_s^2 - 88,000.00 A_s + 9,902,473.00 = 0$$

$$\text{필요 철근량 } A_s = 112.96 \text{ mm}^2$$

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근($A_{s,min}$) 규정을 따르지 않아도 된다

[철도설계기준(2013) p10-59]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 112.96 = 150.61 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d$$

$$= \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00 \text{ mm}^2$$

인장(상면) $A_s = H \ 13 \ @ \ 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$

2) 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{633.50 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 9.94 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s \times f_y \times (d - a/2)$$

$$= 0.90 \times 633.50 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{9.94}{2})$$

$$= 49,039,741.80 \text{ N-mm}$$

$$= 49.04 \text{ kN-m} > M_u = 8.91 \text{ kN-m} \quad (\text{사용률: } 5.503)$$

O.K.!!

3) 철근비검토

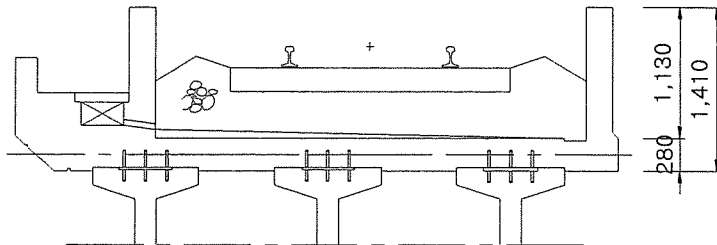
$$\text{균형철근비}(\rho_b) = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} = 3.251 \%$$

$$\rho = A_s/(b \times d) = 0.288 \% < \rho_{max} = 0.714 \times \rho_b = 2.321 \%$$

O.K.!!

3.7 탈선방호벽 설계

3.7.1 단면치수



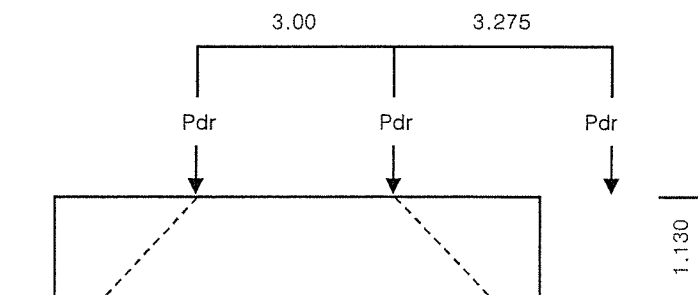
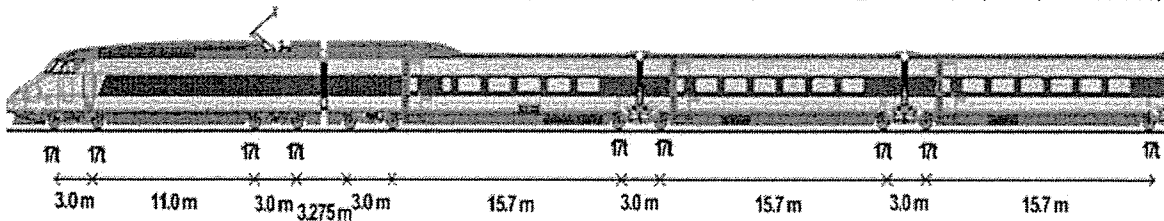
$$\begin{aligned} h: & 1.130 \text{ m} \\ t: & 0.250 \text{ m} \end{aligned}$$

3.7.2 설계하중에 의한 단면력

[철도설계기준(2011) p8-52]

1. 탈선하중 재하폭 산정

(※ 탈선방호벽설계시 적용하중은 철도설계기준(2013)에 언급없음)



$$\begin{aligned} P_{dr} &= 150.0 \times 2 \text{ ea} / 5.26 \\ &= 57.0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. 전단력 산정

$$S_r = 57.0 \text{ kN}$$

3. 휨모멘트 산정

$$M_r = 57.0 \times 1.130 = 64.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- 탈선하중은 일시적인 하중으로 활중하지 아니하였음

4. 철근량 산정

1) 설계조건

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 30.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400.00 \text{ MPa} \\
 M_u &= 64.45 \text{ kN-m} \\
 b &= 1,000.00 \text{ mm} & h &= 250.00 \text{ mm} \\
 d' &= 50.00 \text{ mm} & d &= 200.00 \text{ mm} \\
 \phi_f &= 0.90 & k_1 &= 0.85
 \end{aligned}$$

2) 휨검토

- 필요철근량

$$\begin{aligned}
 a &= f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157 A_s \\
 M_n &= M_u / \phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2) \quad \text{이므로,} \\
 3.00 A_s^2 - 80,000.00 A_s + 71,609,632.00 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\text{필요 철근량 } A_s = 927.37 \text{ mm}^2$$

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근($A_{s,min}$) 규정을 따르지 않아도 된다

[철도설계기준(2013) p10-59]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 927.37 = 1,236.49 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00 = 684.65 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00 = 700.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장(상면)} A_s = H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 설계모멘트

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,324.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77 \text{ mm} \\
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 1,324.00 \times 400.00 \times (200.00 - \frac{20.77}{2}) \\
 &= 90,378,093.60 \text{ N-mm} \\
 &= 90.38 \text{ kN-m} > M_u = 64.45 \text{ kN-m} \quad (\text{사용률: } 1.402) \\
 &\quad \text{O.K.!!}
 \end{aligned}$$

- 철근비검토

$$\begin{aligned}
 \text{균형철근비}(p_b) &= 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} = 3.251 \% \\
 p = A_s / (b \times d) &= 0.662 \% < p_{max} = 0.714 \times p_b = 2.321 \% \\
 &\quad \text{O.K.!!}
 \end{aligned}$$

3) 전단검토

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times \frac{1}{6} \\
 &\quad \times \sqrt{30.00} \times 1000.0 \times 200.00 / 1000 = 155.19 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 155.19 > V_u = 57.034 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}
 \end{aligned}$$

3.8 바닥판 설계 요약

3.8.1 횡방향철근

(1) 바닥판 상면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부	H 19 @ 150 = 1,910.00 mm ²	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²	H 19 @ 150 = 1,910.00 mm ²
궤도부		H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²	
캔틸레버부	H 19 @ 150 = 1,910.00 mm ²	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²	H 19 @ 150 = 1,910.00 mm ²

(2) 바닥판 하면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²
궤도부		H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²	
캔틸레버부	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²

3.6.2 종방향철근

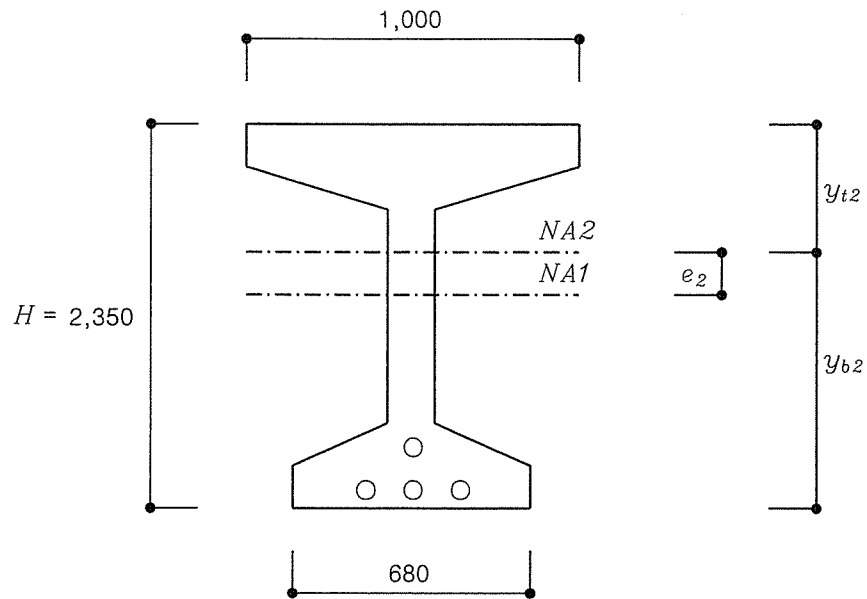
(1) 바닥판 상면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm ²	
궤도부		H 13 @ 200 = 633.50 mm ²	
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm ²	

(2) 바닥판 하면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm ²	
궤도부		H 13 @ 200 = 633.50 mm ²	
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm ²	

(2) 순단면 (쉬스관 공제 단면)



강선번호	직경 (mm)	단면적 (mm ²)	개수	총단면적 (mm ²)	쉬스관 D_s (mm)	쉬스관 A_s (mm ²)	y_p (mm)	비 고
1	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	125	
2	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	125	
3	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	125	
4	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	250	

$$\text{강선 중심 거리 (하연부터)} = 625 / 4 = 156.25 \text{ mm}$$

구 분	A_2 (mm ²)	y (mm)	$A_2 \times y$ (mm ³)	$A_2 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
전체 단면적	861,200	0.00	0	0	613,983,957,141
쉬스관	-13,272	-1,007.64	13,373,398	-13,475,570,841	-3,504,962
합 계	847,928		13,373,398	-13,475,570,841	613,980,452,179

$$e_2 = \Sigma(A_2 \times y) / \Sigma A_2 = 13,373,398 / 847,928 = 15.77 \text{ mm}$$

(+ : ↑, - : ↓)

$$y_{t2} = y_{t1} - e_2 = 1,186.11 - 15.77 = 1,170.34 \text{ mm}$$

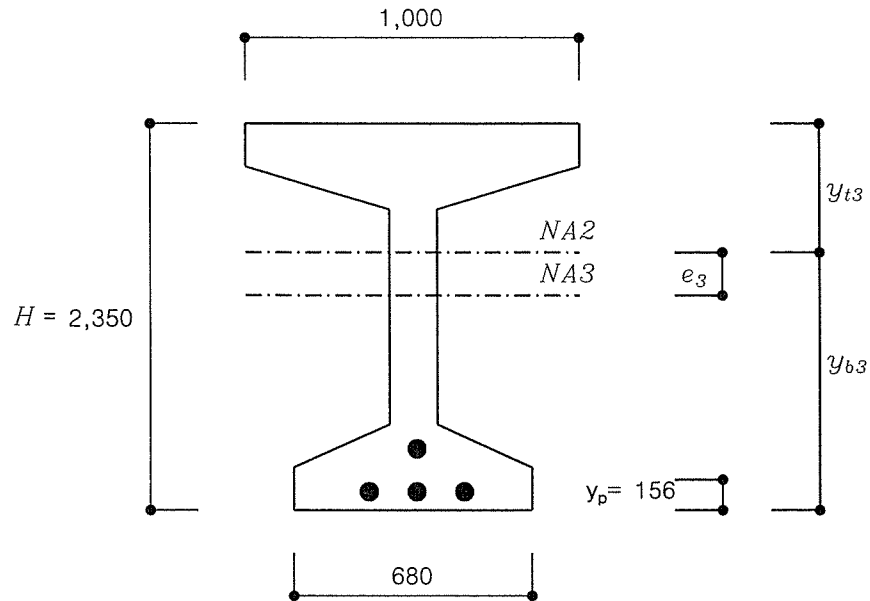
$$y_{b2} = y_{b1} - e_2 = -1,163.89 - 15.77 = -1,179.66 \text{ mm}$$

$$I_{NA2} = \Sigma I_o + \Sigma(A_2 \times y^2) - A_2 \times e_2^2$$

$$= 613,980,452,179 + (-13,475,570,841) - 210,873,673$$

$$= 600,294,007,665 \text{ mm}^4$$

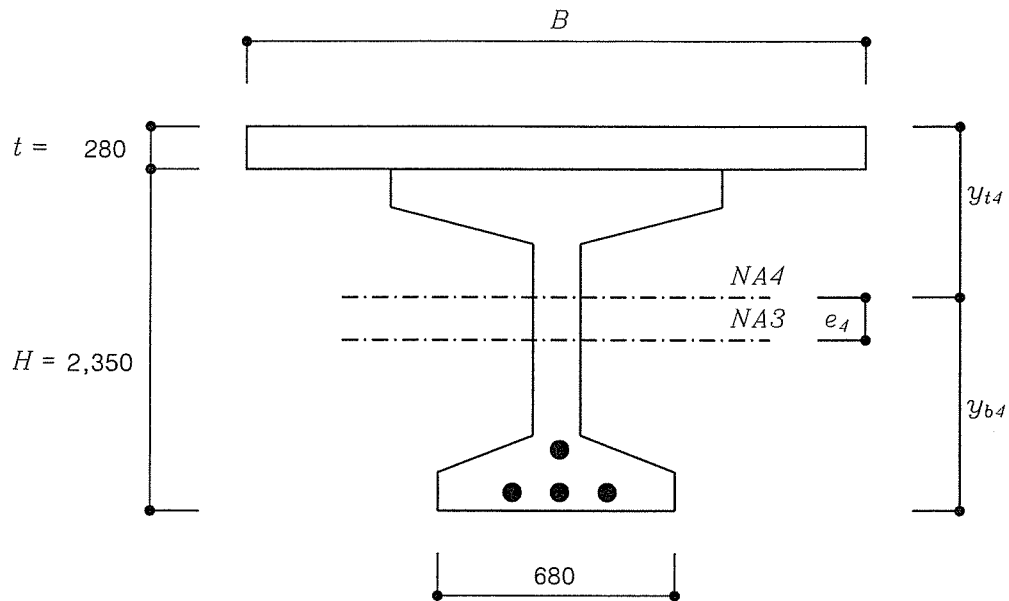
(3) PS강재 환산단면



구 분	A_3 (mm ²)	y (mm)	$A_3 \times y$ (mm ³)	$A_3 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
순단면적	847,928	0.00	0	0	600,294,007,665
PS 강선	28,931	-1,023	-29,608,316	30,301,446,316	374,207
합 계	876,859		-29,608,316	30,301,446,316	600,294,381,872

$$\begin{aligned}
 n_3 &= E_{ps} / E_c = 200,000 / 30,008 = 6.66 \\
 e_3 &= \Sigma (A_3 \times y) / \Sigma A_3 = -29,608,316 / 876,859 = -33.77 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t3} &= y_{t2} - e_3 = 1,170.34 - (-33.77) = 1,204.11 \text{ mm} \\
 y_{b3} &= y_{b2} - e_3 = -1,179.66 - (-33.77) = -1,145.89 \text{ mm} \\
 I_{NA3} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_3 \times y^2) - A_3 \times e_3^2 \\
 &= 600,294,381,872 + 30,301,446,316 - 999,981,361 \\
 &= 629,595,846,827 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(4) 바닥판 합성 단면



① 내측 거더(G2)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) 지간의 } 1/4 &= 24,900 / 4 = 6,225 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_w + 12 h_f &= 200 + 12 \times 280 = 3,560 \text{ mm} \\
 \text{(iii) 거더의 중심간 거리} &= 1,700 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 1,700 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_4 (mm ²)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm ³)	$A_4 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	876,859	0.00	0	0	629,595,846,827
바닥판	437,920	1,344.11	588,612,651	791,160,150,604	2,861,077,333
합 계	1,314,779		588,612,651	791,160,150,604	632,456,924,160

$$\begin{aligned}
 n_4 &= E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92 \\
 e_4 &= \Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4 = 588,612,651 / 1,314,779 = 447.69 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_4 = 1484.11 - 447.69 = 1,036.42 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_4 = -1145.89 - 447.69 = -1,593.58 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2 \\
 &= 632,456,924,160 + 791,160,150,604 - 263,516,345,768 \\
 &= 1,160,100,728,996 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

② 외측거더(G1)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) } b_l + \text{지간의 } 1/12 &= 1,300 + 24,900 / 12 = 3,375 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_l + 6 h_f &= 1,300 + 6 \times 280 = 4,660 \text{ mm} \\
 \text{(iii) } b_l + \text{인접거더와 순지간의 } 1/2 &= 1,300 + 1,500 / 2 = 2,050 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 2,050 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_4 (mm ²)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm ³)	$A_4 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	876,859	0.00	0	0	629,595,846,827
바닥판	528,080	1,344.11	709,797,609	954,046,063,964	3,450,122,667
합 계	1,404,939		709,797,609	954,046,063,964	633,045,969,494

$$\begin{aligned}
 e_4 &= \Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4 = 709,797,609 / 1,404,939 = 505.22 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_4 = 1484.11 - 505.22 = 978.89 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_4 = -1145.89 - 505.22 = -1,651.11 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2 \\
 &= 633,045,969,494 + 954,046,063,964 - 358,606,824,130 \\
 &= 1,228,485,209,328 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

③ 외측거더(G3)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) } b_l + \text{지간의 } 1/12 &= 1,100 + 24,900 / 12 = 3,175 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_l + 6 h_f &= 1,100 + 6 \times 280 = 4,460 \text{ mm} \\
 \text{(iii) } b_l + \text{인접거더와 순지간의 } 1/2 &= 1,100 + 1,500 / 2 = 1,850 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 1,850 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_4 (mm ²)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm ³)	$A_4 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	876,859	0.00	0	0	629,595,846,827
바닥판	476,560	1,344.11	640,549,062	860,968,399,187	3,113,525,333
합 계	1,353,419		640,549,062	860,968,399,187	632,709,372,160

$$\begin{aligned}
 e_4 &= \Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4 = 640,549,062 / 1,353,419 = 473.28 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_4 = 1484.11 - 473.28 = 1,010.83 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_4 = -1145.89 - 473.28 = -1,619.17 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2 \\
 &= 632,709,372,160 + 860,968,399,187 - 303,157,688,144 \\
 &= 1,190,520,083,203 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(6) 단면 제원 집계표

① 내측 거더(G2)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm ²)	847,928	876,859	1,314,779
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,036.42
거더 상연	(mm)	1,170.34	1,204.11	756.42
거더 하연	(mm)	-1,179.66	-1,145.89	-1,593.58
단면2차모멘트	(mm ⁴)	600,294,007,665	629,595,846,827	1,160,100,728,996
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	-	1,119,334,564
	$S_{t,gir}$	512,922,747	522,872,368	1,533,672,733
	$S_{b,gir}$	-508,870,359	-549,438,294	-727,983,991

② 외측거더(G1)

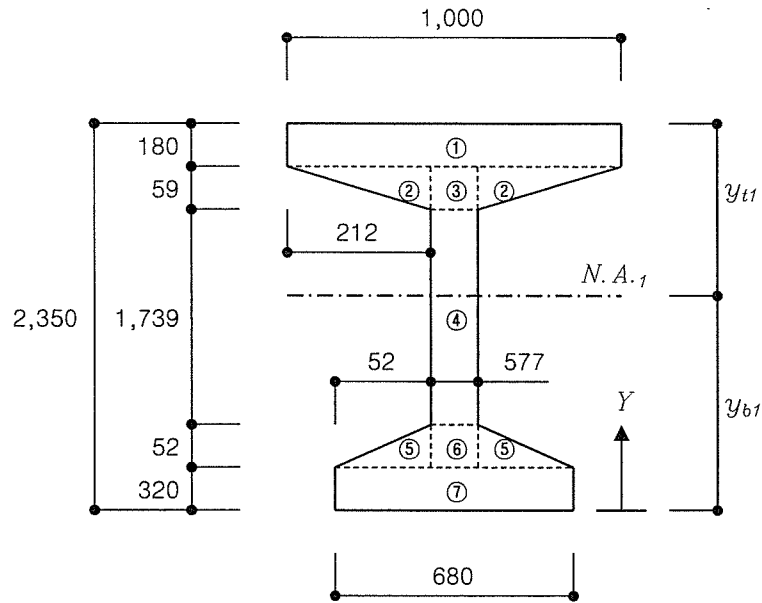
구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm ²)	847,928	876,859	1,404,939
바닥판 상연	(mm)	-	-	978.89
거더 상연	(mm)	1,170.34	1,204.11	698.89
거더 하연	(mm)	-1,179.66	-1,145.89	-1,651.11
단면2차모멘트	(mm ⁴)	600,294,007,665	629,595,846,827	1,228,485,209,328
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	-	1,254,977,790
	$S_{t,gir}$	512,922,747	522,872,368	1,757,766,185
	$S_{b,gir}$	-508,870,359	-549,438,294	-744,035,957

③ 외측거더(G3)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm ²)	847,928	876,859	1,353,419
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,010.83
거더 상연	(mm)	1,170.34	1,204.11	730.83
거더 하연	(mm)	-1,179.66	-1,145.89	-1,619.17
단면2차모멘트	(mm ⁴)	600,294,007,665	629,595,846,827	1,190,520,083,203
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	-	1,177,764,889
	$S_{t,gir}$	512,922,747	522,872,368	1,628,997,281
	$S_{b,gir}$	-508,870,359	-549,438,294	-735,265,650

4.1.2 H 지점 단면 (지점에서 2.350 m)

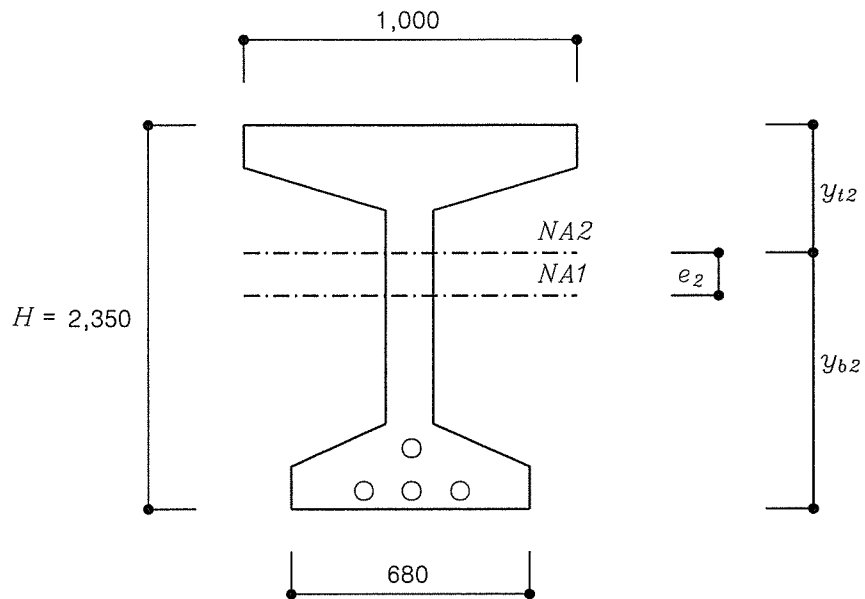
(1) 전 단면



단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm ²)	y (mm)	$A \times y$ (mm ³)	$A \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
1	1,000	180	180,000	2,260	406,800,000	919,368,000,000	486,000,000
2	423	59	12,479	2,150	26,829,850	57,684,177,500	2,413,203
3	577	59	34,043	2,141	72,886,063	156,049,060,883	9,875,307
4	577	1,739	1,003,403	1,242	1,246,226,526	1,547,813,345,292	252,867,673,647
5	103	52	2,678	337	902,486	304,137,782	402,295
6	577	52	30,004	346	10,381,384	3,591,958,864	6,760,901
7	680	320	217,600	160	34,816,000	5,570,560,000	1,856,853,333
계			1,480,207		1,798,842,309	2,690,381,240,321	255,229,978,686

$$\begin{aligned}
 y_{t1} &= H + y_{b1} = 2,350 + -1,215.26 = 1,134.74 \text{ mm} \\
 y_{b1} &= \Sigma(A \times y) / \Sigma A = 1,798,842,309 / 1,480,207 = -1,215.26 \text{ mm} \\
 I_{bot} &= \Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2) = 2,945,611,219,007 \text{ mm}^4 \\
 I_{NA1} &= I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2 = 2,945,611,219,007 - 1,480,207 \times -1,215.26^2 \\
 &= 759,557,345,587 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(2) 순단면 (쉬스관 공제 단면)



강선번호	직경 (mm)	단면적 (mm ²)	개수	총단면적 (mm ²)	쉬스관 D_s (mm)	쉬스관 A_s (mm ²)	y_p (mm)	비 고
1	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	240	
2	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	462	
3	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	684	
4	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	969	

$$\text{강선 중심 거리 (하연부터)} = 2355 / 4 = 588.75 \text{ mm}$$

구 분	A_2 (mm ²)	y (mm)	$A_2 \times y$ (mm ³)	$A_2 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
전체 단면적	1,480,207	0.00	0	0	759,557,345,587
쉬스관	-13,272	-626.51	8,315,041	-5,209,456,161	-3,504,962
합 계	1,466,935		8,315,041	-5,209,456,161	759,553,840,625

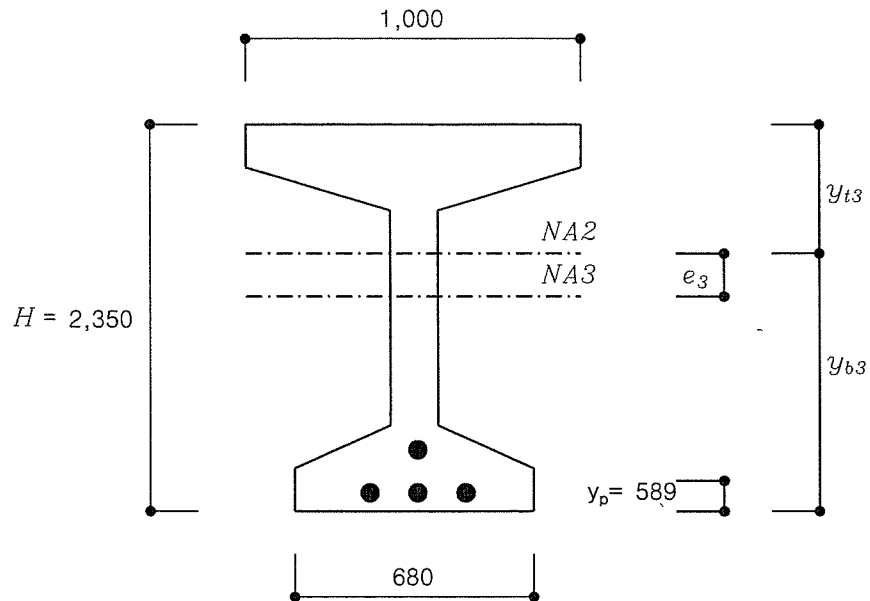
$$e_2 = \Sigma(A_2 \times y) / \Sigma A_2 = 8,315,041 / 1,466,935 = 5.67 \text{ mm} \quad (+: \uparrow, -: \downarrow)$$

$$y_{t2} = y_{t1} - e_2 = 1,134.74 - 5.67 = 1,129.07 \text{ mm}$$

$$y_{b2} = y_{b1} - e_2 = -1,215.26 - 5.67 = -1,220.93 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I_{NA2} &= \Sigma I_o + \Sigma(A_2 \times y^2) - A_2 \times e_2^2 \\ &= 759,553,840,625 + -5,209,456,161 - 47,160,347 \\ &= 754,297,224,117 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

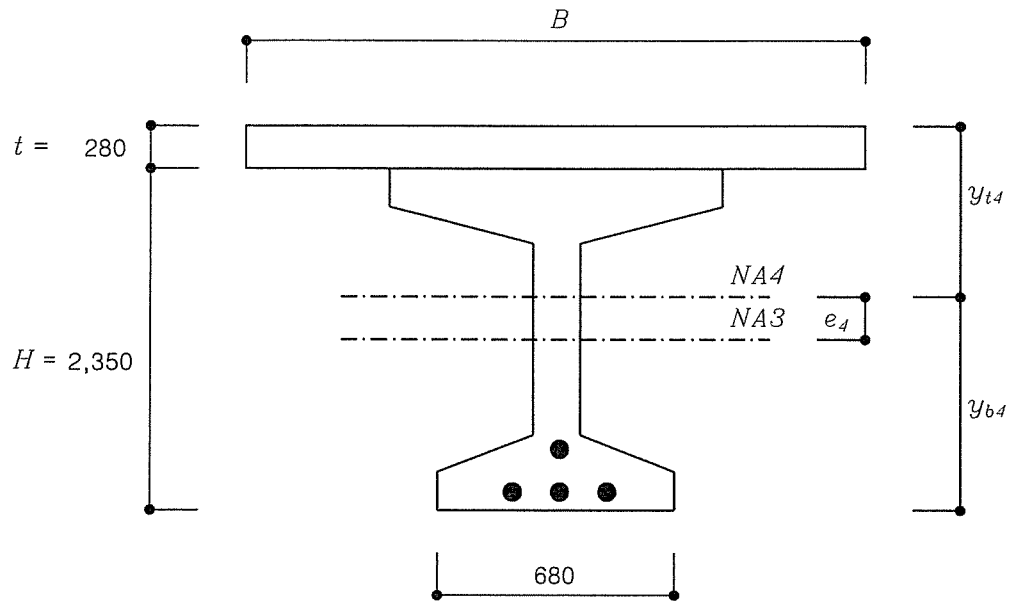
(3) PS강재 환산단면



구 분	A_3 (mm ²)	y (mm)	$A_3 \times y$ (mm ³)	$A_3 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
순단면적	1,466,935	0.00	0	0	754,297,224,117
PS 강선	28,931	-632.18	-18,289,625	11,562,335,049	374,207
합 계	1,495,866		-18,289,625	11,562,335,049	754,297,598,324

$$\begin{aligned}
 n_3 &= E_{ps} / E_c = 200,000 / 30,008 = 6.66 \\
 e_3 &= \sum (A_3 \times y) / \sum A_3 = -18,289,625 / 1,495,866 = -12.23 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t3} &= y_{t2} - e_3 = 1,129.07 - (-12.23) = 1,141.30 \text{ mm} \\
 y_{b3} &= y_{b2} - e_3 = -1,220.93 - (-12.23) = -1,208.70 \text{ mm} \\
 I_{NA3} &= \sum I_o + \sum (A_3 \times y^2) - A_3 \times e_3^2 \\
 &= 754,297,598,324 + 11,562,335,049 - 223,741,022 \\
 &= 765,636,192,351 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(4) 바닥판 합성 단면



① 내측 거더(G2)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) 지간의 } 1/4 &= 24,900 / 4 = 6,225 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_w + 12 h_f &= 577 + 12 \times 280 = 3,937 \text{ mm} \\
 \text{(iii) 거더의 중심간 거리} &= 1,700 = 1,700 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 1,700 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_f (mm ²)	y (mm)	$A_f \times y$ (mm ³)	$A_f \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,495,866	0.00	0	0	765,636,192,351
바닥판	437,920	1,281.30	561,106,896	718,946,265,845	2,861,077,333
합 계	1,933,786		561,106,896	718,946,265,845	768,497,269,684

$$\begin{aligned}
 n_f &= E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92 \\
 e_f &= \Sigma (A_f \times y) / \Sigma A_f = 561,106,896 / 1,933,786 = 290.16 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_f = 1484.11 - 290.16 = 1,193.95 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_f = -1145.89 - 290.16 = -1,436.05 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_f \times y^2) - A_f \times e_f^2 \\
 &= 768,497,269,684 + 718,946,265,845 - 162,810,910,813 \\
 &= 1,324,632,624,716 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

② 외측거더(G1)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) } b_l + \text{지간의 } 1/12 &= 1,300 + 24,900 / 12 = 3,375 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_l + 6 h_f &= 1,300 + 6 \times 280 = 4,660 \text{ mm} \\
 \text{(iii) } b_l + \text{인접거더와 순지간의 } 1/2 &= 1,300 + 1,500 / 2 = 2,050 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 2,050 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_4 (mm ²)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm ³)	$A_4 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,495,866	0.00	0	0	765,636,192,351
바닥판	528,080	1,281.30	676,628,904	866,964,614,695	3,450,122,667
합 계	2,023,946		676,628,904	866,964,614,695	769,086,315,018

$$\begin{aligned}
 e_4 &= \Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4 = 676,628,904 / 2,023,946 = 334.31 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_4 = 1484.11 - 334.31 = 1,149.80 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_4 = -1145.89 - 334.31 = -1,480.20 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2 \\
 &= 769,086,315,018 + 866,964,614,695 - 226,202,637,685 \\
 &= 1,409,848,292,028 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

③ 외측거더(G3)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) } b_l + \text{지간의 } 1/12 &= 1,100 + 24,900 / 12 = 3,175 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_l + 6 h_f &= 1,100 + 6 \times 280 = 4,460 \text{ mm} \\
 \text{(iii) } b_l + \text{인접거더와 순지간의 } 1/2 &= 1,100 + 1,500 / 2 = 1,850 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 1,850 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_4 (mm ²)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm ³)	$A_4 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,495,866	0.00	0	0	765,636,192,351
바닥판	476,560	1,281.30	610,616,328	782,382,701,066	3,113,525,333
합 계	1,972,426		610,616,328	782,382,701,066	768,749,717,684

$$\begin{aligned}
 e_4 &= \Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4 = 610,616,328 / 1,972,426 = 309.58 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_4 = 1484.11 - 309.58 = 1,174.53 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_4 = -1145.89 - 309.58 = -1,455.47 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2 \\
 &= 768,749,717,684 + 782,382,701,066 - 189,036,870,639 \\
 &= 1,362,095,548,111 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(6) 단면 제원 집계표

① 내측 거더(G2)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판 합성단면)
단면적	(mm^2)	1,466,935	1,495,866	1,933,786
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,193.95
거더 상연	(mm)	1,129.07	1,141.30	913.95
거더 하연	(mm)	-1,220.93	-1,208.70	-1,436.05
단면2차모멘트	(mm^4)	754,297,224,117	765,636,192,351	1,324,632,624,716
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,109,454,018
	$S_{t,gir}$	531,671,205	551,647,986	1,449,349,116
	$S_{b,gir}$	-491,669,471	-520,886,777	-922,414,000

② 외측거더(G1)

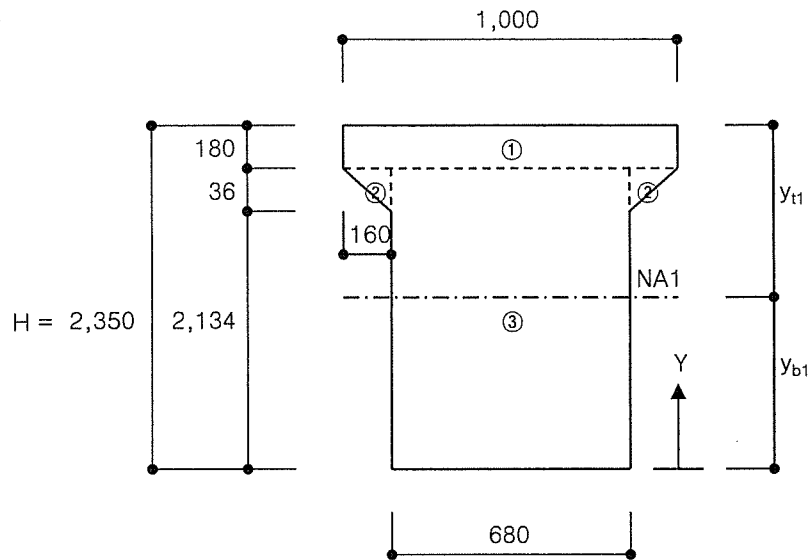
구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판 합성단면)
단면적	(mm^2)	1,466,935	1,495,866	2,023,946
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,149.80
거더 상연	(mm)	1,129.07	1,141.30	869.80
거더 하연	(mm)	-1,220.93	-1,208.70	-1,480.20
단면2차모멘트	(mm^4)	754,297,224,117	765,636,192,351	1,409,848,292,028
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,226,168,283
	$S_{t,gir}$	531,671,205	551,647,986	1,620,887,896
	$S_{b,gir}$	-491,669,471	-520,886,777	-952,471,485

③ 외측거더(G3)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판 합성단면)
단면적	(mm^2)	1,466,935	1,495,866	1,972,426
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,174.53
거더 상연	(mm)	1,129.07	1,141.30	894.53
거더 하연	(mm)	-1,220.93	-1,208.70	-1,455.47
단면2차모멘트	(mm^4)	754,297,224,117	765,636,192,351	1,362,095,548,111
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,159,694,131
	$S_{t,gir}$	531,671,205	551,647,986	1,522,694,094
	$S_{b,gir}$	-491,669,471	-520,886,777	-935,845,842

4.1.3 단부 지점부 단면

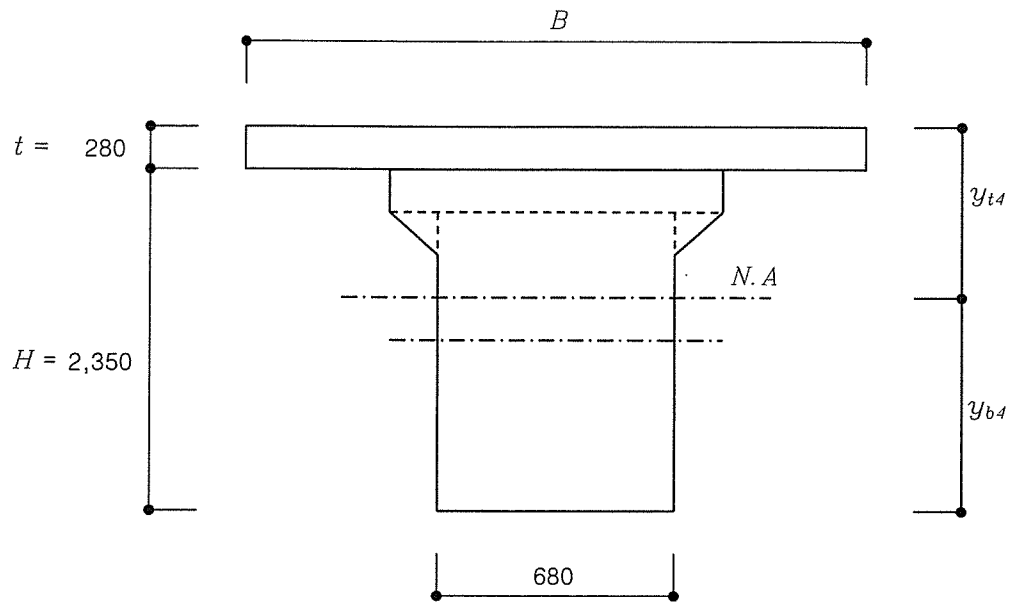
(1) 전 단면적



단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm ²)	y (mm)	$A \times y$ (mm ³)	$A \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
1	1,000	180	180,000	2,260	406,800,000	919,368,000,000	486,000,000
2	320	36	5,760	2,158	12,430,080	26,824,112,640	414,720
3	680	2,170	1,475,600	1,085	1,601,026,000	1,737,113,210,000	579,037,736,667
계			1,661,360		2,020,256,080	2,683,305,322,640	579,524,151,387

$$\begin{aligned}
 y_{b1} &= \Sigma(A \times y) / \Sigma A = 2,020,256,080 / 1,661,360 = -1,216.0 \text{ mm} \\
 y_{t1} &= H + y_{b1} = 2,350 + -1,216.0 = 1,134.0 \text{ mm} \\
 I_{bot} &= \Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2) = 3,262,829,474,027 \text{ mm}^4 \\
 I_{NA1} &= I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2 = 3,262,829,474,027 - 1,661,360 \times -1,216.0^2 \\
 &= 806,249,541,867 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(2) 바닥판 합성 단면



① 내측 거더(G2)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) 거더 경간의 1/4	=	24,900	/	4	=	6,225	mm
(ii) $b_w + 12 h_f$	=	680	+	12 \times 280	=	4,040	mm
(iii) 거더의 중심간 거리	=	1,700			=	1,700	mm
					=	1,700	mm

구 분	A_4 (mm ²)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm ³)	$A_4 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,661,360	0.0	0	0	806,249,541,867
바닥판	437,920	1,274.0	557,910,080	710,777,441,920	2,861,077,333
합 계	2,099,280		557,910,080	710,777,441,920	809,110,619,200

$$\begin{aligned}
 n_4 &= E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92 \\
 e_4 &= \Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4 = 557,910,080 / 2,099,280 = 265.76 \text{ mm} \\
 &\quad (+: \uparrow, -: \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_4 = 1414.00 - 265.76 = 1148.24 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_4 = -1216.00 + 265.76 = -950.24 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2 \\
 &= 809,110,619,200 + 710,777,441,920 - 148,268,740,528 \\
 &= 1,371,619,320,592 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

② 외측거더(G1)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) } b_l + \text{지간의 } 1/12 &= 1,300 + 24,900 / 12 = 3,375 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_l + 6 h_f &= 1,300 + 6 \times 280 = 4,660 \text{ mm} \\
 \text{(iii) } b_l + \text{인접거더와 순지간의 } 1/2 &= 1,300 + 1,500 / 2 = 2,050 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 2,050 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_d (mm ²)	y (mm)	$A_d \times y$ (mm ³)	$A_d \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,661,360	0.0	0	0	806,249,541,867
바닥판	528,080	1,274.0	672,773,920	857,113,974,080	3,450,122,667
합 계	2,189,440		672,773,920	857,113,974,080	809,699,664,534

$$\begin{aligned}
 e_d &= \Sigma (A_d \times y) / \Sigma A_d = 672,773,920 / 2,189,440 = 307.28 \text{ mm} \\
 &\quad (+: \uparrow, -: \downarrow) \\
 y_{td} &= (y_{t3} + t) - e_d = 1414.00 - 307.28 = 1106.72 \text{ mm} \\
 y_{bd} &= y_{b3} + e_d = -1216.00 + 307.28 = -908.72 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_d \times y^2) - A_d \times e_d^2 \\
 &= 809,699,664,534 + 857,113,974,080 - 206,729,110,737 \\
 &= 1,460,084,527,877 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

③ 외측거더(G3)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) } b_l + \text{지간의 } 1/12 &= 1,100 + 24,900 / 12 = 3,175 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_l + 6 h_f &= 1,100 + 6 \times 280 = 4,460 \text{ mm} \\
 \text{(iii) } b_l + \text{인접거더와 순지간의 } 1/2 &= 1,100 + 1,500 / 2 = 1,850 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 1,850 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_d (mm ²)	y (mm)	$A_d \times y$ (mm ³)	$A_d \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,661,360	0.0	0	0	806,249,541,867
바닥판	476,560	1,274.0	607,137,440	773,493,098,560	3,113,525,333
합 계	2,137,920		607,137,440	773,493,098,560	809,363,067,200

$$\begin{aligned}
 e_d &= \Sigma (A_d \times y) / \Sigma A_d = 607,137,440 / 2,137,920 = 283.99 \text{ mm} \\
 &\quad (+: \uparrow, -: \downarrow) \\
 y_{td} &= (y_{t3} + t) - e_d = 1414.00 - 283.99 = 1130.01 \text{ mm} \\
 y_{bd} &= y_{b3} + e_d = -1216.00 + 283.99 = -932.01 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_d \times y^2) - A_d \times e_d^2 \\
 &= 809,363,067,200 + 773,493,098,560 - 172,423,932,348 \\
 &= 1,410,432,233,412 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(3) 단면 제원 집계표

구 분	단위	내 측 거 더(G2)		외 측 거 더(G1)	
		전단면(A_f)	합성단면(A_d)	전단면(A_f)	합성단면(A_d)
단면적	(mm ²)	1,661,360	2,099,280	1,661,360	2,189,440
바닥판 상연	(mm)	-	1,148.24	-	1,106.72
거더 상연	(mm)	1,134.00	868.24	1,134.00	826.72
거더 하연	(mm)	-1,216.00	-950.24	-1,216.00	-908.72
단면2차모멘트	(mm ⁴)	806,249,541,867	1,371,619,320,592	806,249,541,867	1,460,084,527,877
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	1,194,540,619	-	1,319,289,909
	$S_{t,gir}$	710,978,432	1,579,769,788	710,978,432	1,766,117,341
	$S_{b,gir}$	-663,034,163	-1,443,445,151	-663,034,163	-1,606,748,534

구 분	단위	외 측 거 더(G3)	
		전단면(A_f)	합성단면(A_d)
단면적	(mm ²)	1,661,360	2,137,920
바닥판 상연	(mm)	-	1,130.01
거더 상연	(mm)	1,134.00	850.01
거더 하연	(mm)	-1,216.00	-932.01
단면2차모멘트	(mm ⁴)	806,249,541,867	1,410,432,233,412
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	1,248,159,072
	$S_{t,gir}$	710,978,432	1,659,312,518
	$S_{b,gir}$	-663,034,163	-1,513,323,069

4.2 하 중 산 정

4.2.1 고정 하중 (DL)

(1) 빔 자중 (d_o) → (주거더 당)

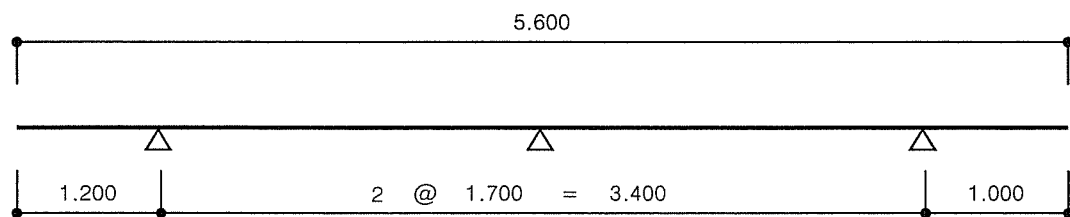
① 중앙부 단면

$$w_{c1} = \text{단면적} \times \text{단위중량} = 0.861 \times 24.50 = 21.095 \text{ kN/m}$$

② 지점 단면

$$w_{c2} = \text{단면적} \times \text{단위중량} = 1.661 \times 24.50 = 40.695 \text{ kN/m}$$

(2) 합성전 고정 하중 (d₁) → (주거더 당)



① 외측거더(G1)

$$\begin{aligned} \text{- 바닥판 } w_{slab,o} &= \text{슬래브 두께} \times \text{유효폭} \times \text{단위중량} \\ &= 0.280 \times 2.050 \times 24.50 = 14.063 \text{ kN/m} \\ \text{- 배수구배 콘크리트 } w_{slab,o} &= \text{평균두께} \times \text{유효폭} \times \text{단위중량} \\ &= 0.008 \times 0.750 \times 24.50 = 0.138 \text{ kN/m} \\ \text{- 가로보 } P_{slab,o} &= \text{가로보 두께} \times \text{높이} \times \text{가로보폭} \times \text{단위중량} \\ &= 0.300 \times 2.030 \times 0.510 \times 24.50 = 7.609 \text{ kN} \end{aligned}$$

② 외측거더(G3)

$$\begin{aligned} \text{- 바닥판 } w_{slab,o} &= \text{슬래브 두께} \times \text{유효폭} \times \text{단위중량} \\ &= 0.280 \times 1.850 \times 24.50 = 12.691 \text{ kN/m} \\ \text{- 배수구배 콘크리트 } w_{slab,o} &= \text{평균두께} \times \text{유효폭} \times \text{단위중량} \\ &= 0.014 \times 1.350 \times 24.50 = 0.447 \text{ kN/m} \\ \text{- 가로보 } P_{slab,o} &= \text{가로보 두께} \times \text{높이} \times \text{가로보폭} \times \text{단위중량} \\ &= 0.300 \times 2.030 \times 0.510 \times 24.50 = 7.609 \text{ kN} \end{aligned}$$

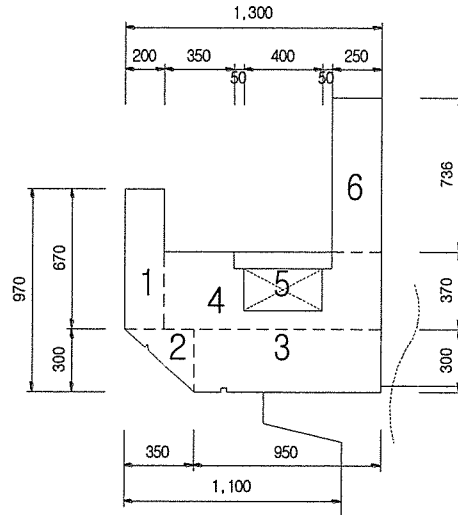
③ 내측거더(G2)

$$\begin{aligned} \text{- 바닥판 } w_{slab,i} &= \text{슬래브 두께} \times \text{유효폭} \times \text{단위중량} \\ &= 0.280 \times 1.700 \times 24.50 = 11.662 \text{ kN/m} \\ \text{- 배수구배 콘크리트 } w_{slab,o} &= \text{평균두께} \times \text{유효폭} \times \text{단위중량} \\ &= 0.017 \times 1.700 \times 24.50 = 0.708 \text{ kN/m} \\ \text{- 가로보 } P_{slab,i} &= \text{가로보 두께} \times \text{높이} \times \text{가로보폭} \times \text{단위중량} \\ &= 0.300 \times 2.030 \times 1.020 \times 24.50 = 15.219 \text{ kN} \end{aligned}$$

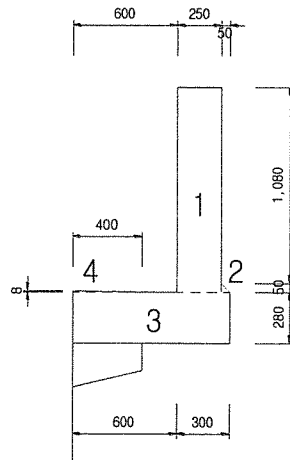
(3) 합성후 고정하중 (d_2)

① 방호벽 및 방음벽 (격자모델 종방향부재에 재하)

- 방호벽



			(면적)	(팔길이:좌측기준)	
①	0.200	×	0.670 = 0.134	0.100	
④	1.100	×	0.370 = 0.407	0.750	
⑤	0.400	×	0.200 = -0.080	0.80	
⑥	0.250	×	0.736 = 0.184	1.23	
계			0.645	0.744	=> 좌측거더에서 0.456 m 이격
하중(P1)	=	0.645	×	24.500 = 15.803	kN/m
M1	=	15.803	×	0.456 = 7.206	kN.m



			(면적)	(팔길이:우측기준)	
①	0.250	×	1.080 = 0.270	0.175	
②	0.050	×	0.050 / 2 = 0.001	0.033	
계			0.271	0.174	=> 우측거더에서 0.826 m 이격
하중(P2)	=	0.271	×	24.500 = 6.640	kN/m
M2	=	6.640	×	0.826 = 5.484	kN.m

- 방음벽

= 2.000 kN/m

좌측 방음벽 재하위치 : 좌측거더에서 1.100 m 이격

우측 방음벽 재하위치 : 우측거더에서 0.825 m 이격

- 방음벽기초

$$(0.400 + 0.600) \times 0.100 / 4.000 \times 24.50 = 0.613 \text{ kN/m}$$

좌측 방음벽 재하위치 : 좌측거더에서 1.100 m 이격

우측 방음벽 재하위치 : 우측거더에서 0.825 m 이격

② 도상하중 (격자모델 횡방향부재에 재하)

(자갈도상층 깊이) × 단위중량

$$= (0.565 + 0) \times 19.0 \times 1.3$$

$$= 13.956 \text{ kN/m}^2$$

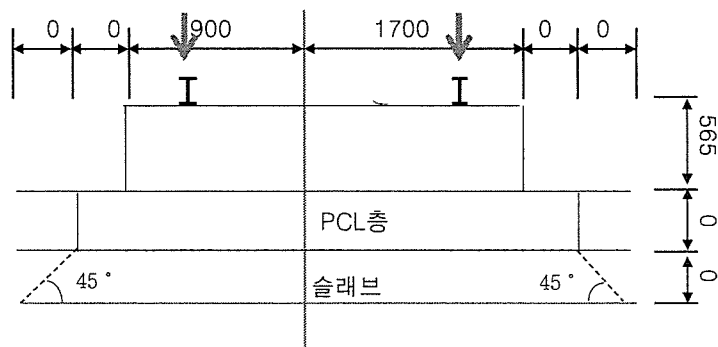
재하범위 : 좌측거더 외측으로 -0.10 m 부터

우측거더 외측으로 0.700 m 까지

지점부 (부재간격 : 1.700 m) = 23.725 kN/m

일반부 (부재간격 : 2.000 m) = 27.912 kN/m

③ 레일하중 (격자모델 횡방향부재에 재하)



하중 분포폭

침목길이 + 1.5 × 도상 깊이) + 바닥판 두께

$$= 2.600 + 1.5 \times 0.565 + 0.280$$

$$= 3.728 \text{ m}$$

레일 침목 하중

$$= 5.600 / 3.728$$

$$= 1.502 \text{ kN/m}^2$$

재하범위 : 중앙거더 좌측으로 0.900 m 부터

중앙거더 우측으로 1.700 m 까지

지점부 (부재간격 : 1.700 m) = 2.553 kN/m

일반부 (부재간격 : 2.000 m) = 3.004 kN/m

④ 케이블 (격자모델 종방향부재에 재하)

$$= 1.000 \text{ kN/m}$$

재하위치 : 좌측거더에서 0.400 m 이격

$$M2 = 1.000 \times 0.400 = 0.400 \text{ kN.m}$$

4.2.2 활하중 (격자모델 종방향부재에 재하)

(1) 보도적재하중

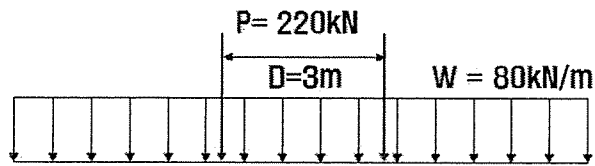
$$w_w = 2.000 \times 0.850 = 1.700 \text{ kN/m}$$

재하위치 : 좌측거더에서 0.575 m 이격

$$M_2 = 1.700 \times 0.575 = 0.978 \text{ kN.m}$$

(2) 표준활하중

KL2012하중



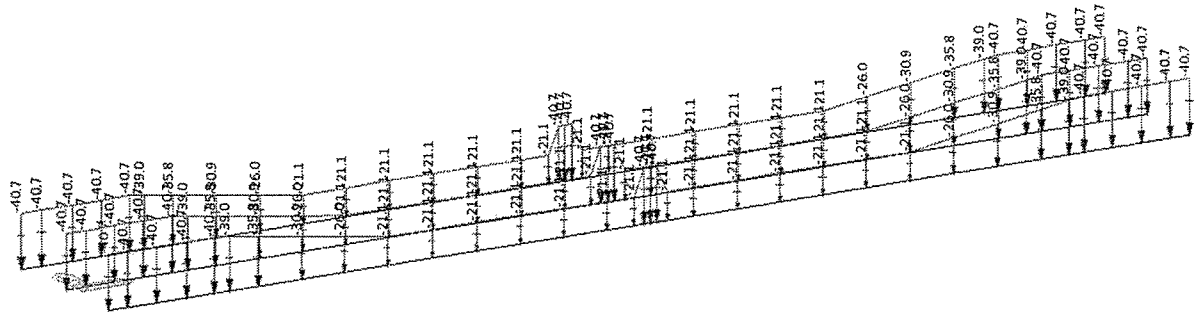
(3) 충격하중

$$\text{충격계수 } i(\%); = \frac{1.44}{\sqrt{L_c - 0.2}} - 0.18 = 0.126 = 112.645 \%$$

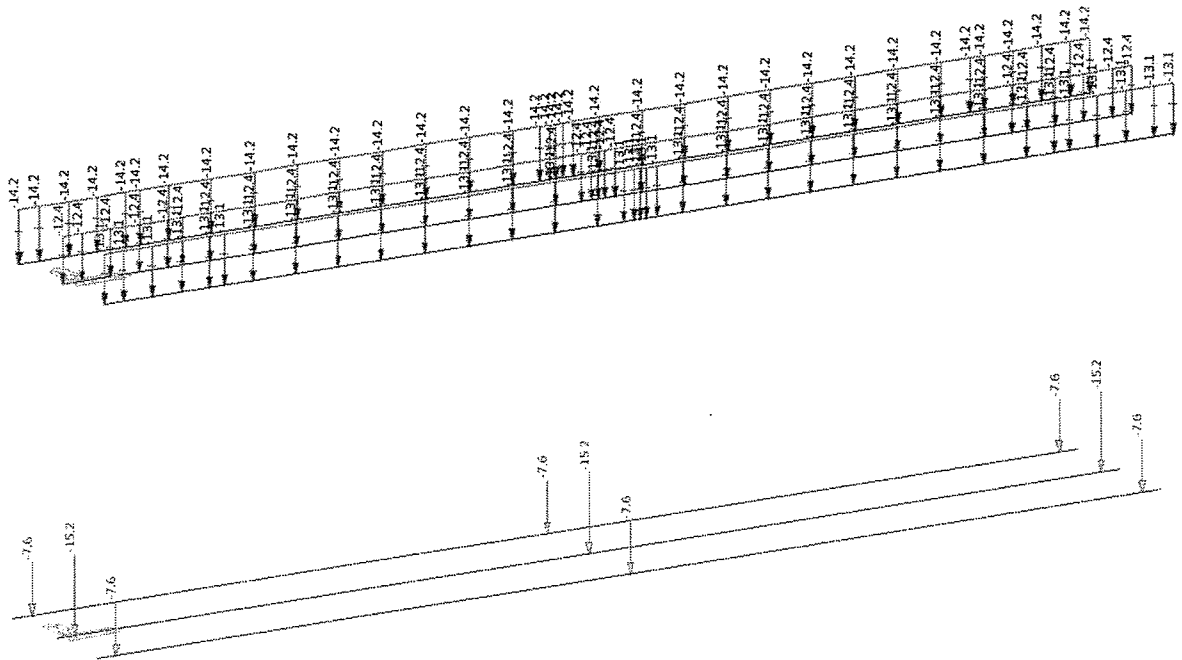
4.3 구조해석

4.3.1 하중재하도

(1) 빔 자중

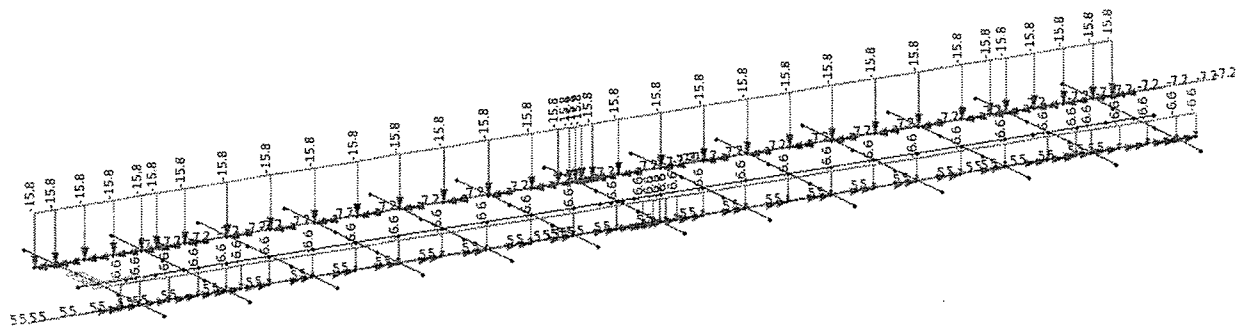


(2) 합성전 고정하중

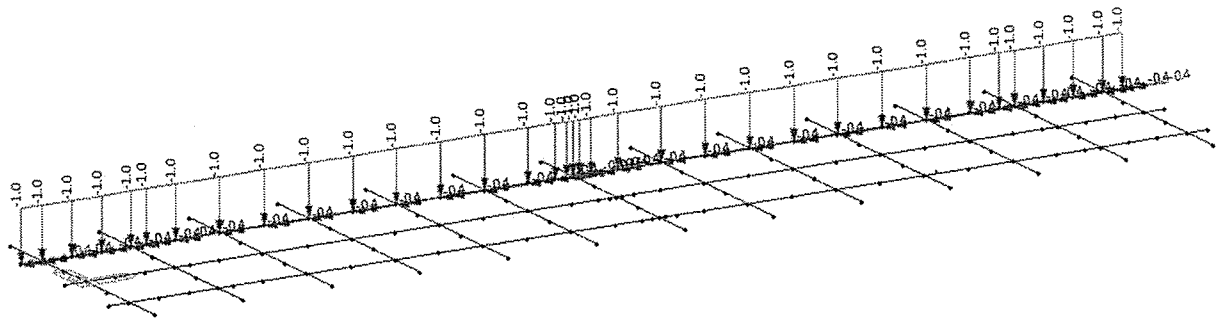


(3) 합성후 고정하중

- 방호벽

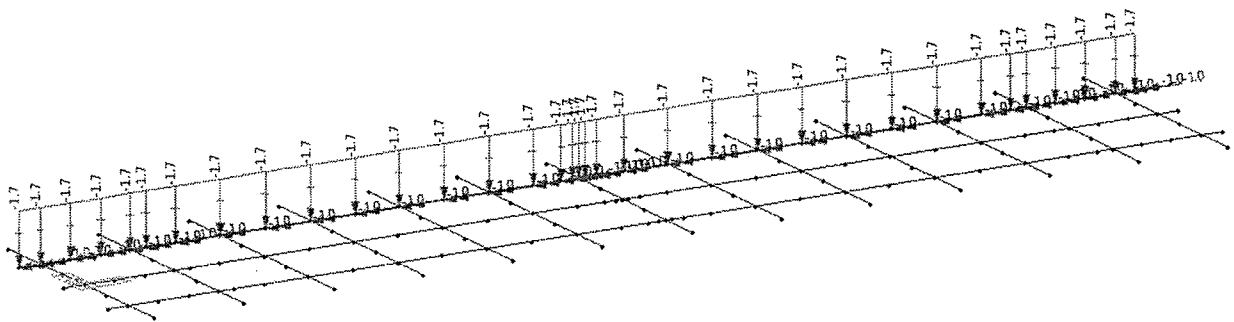


- 케이블

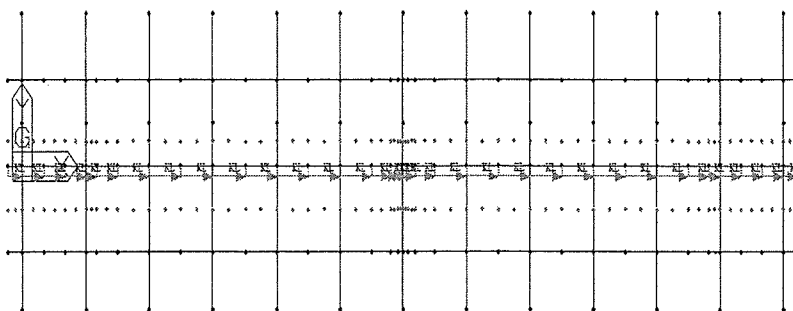


(4) 합성후 활하중

- 보도적재하중



- KL2012



Vehicular Load Name : KL2012

Truck Load

Lane Load

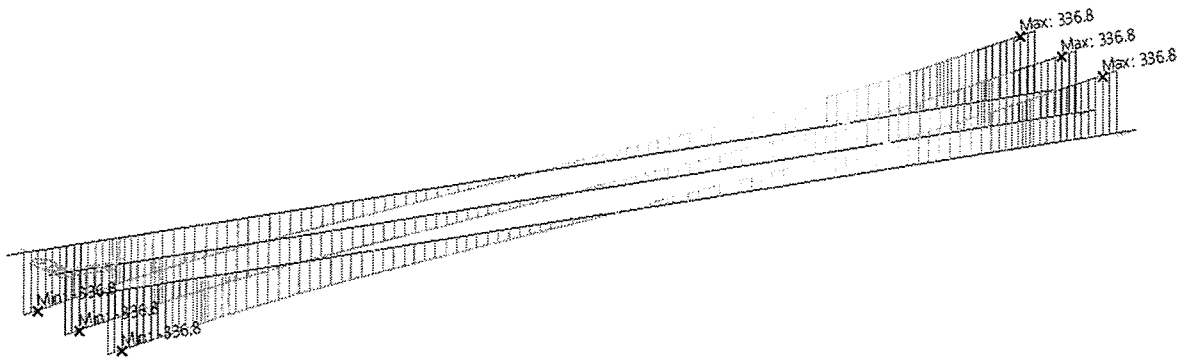
Truck Load			Lane Load	
No	Load(kN)	Spacing(m)	w	PL
1	220	3	80 kN/m	0 kN
2	220	end	PLM	0 kN
			PLV	0 kN

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

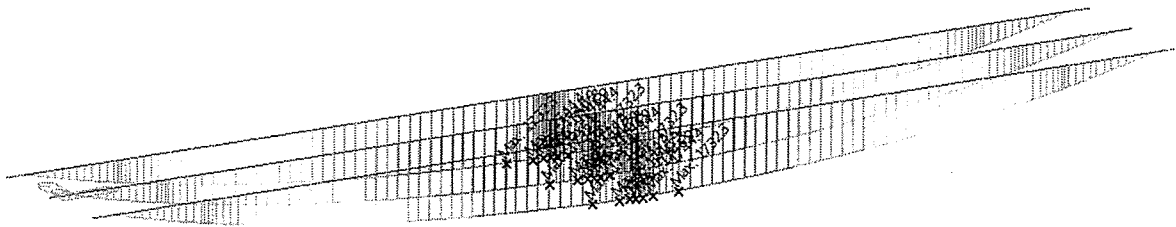
4.3.2 단면력도

(1) 빔 자중

- 전단력도

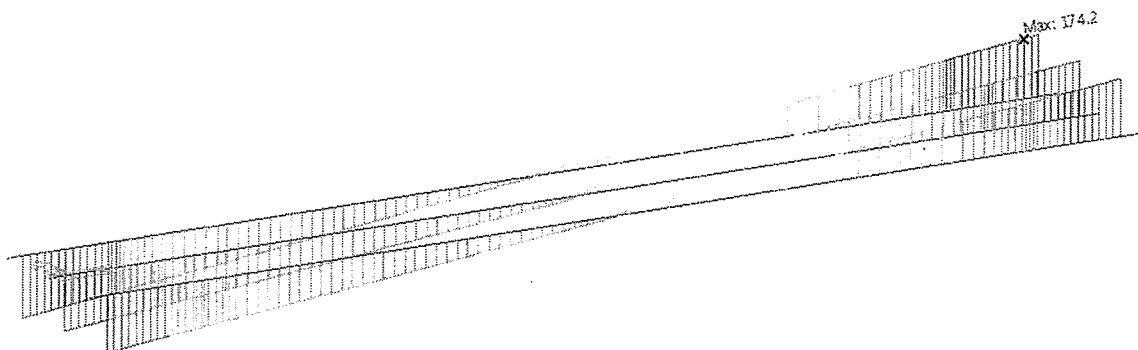


- 모멘트도

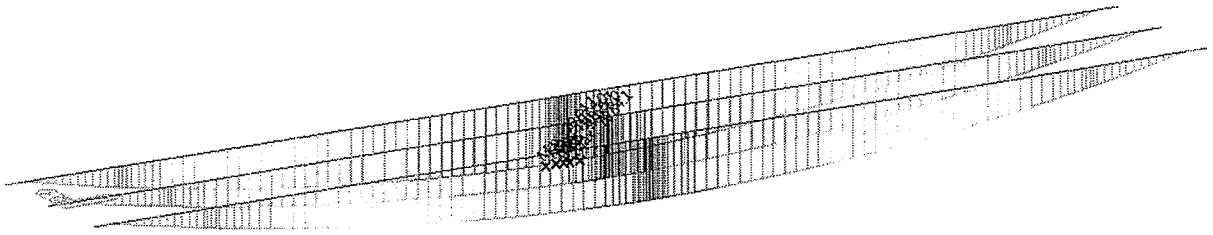


(2) 합성전 고정하중

- 전단력도

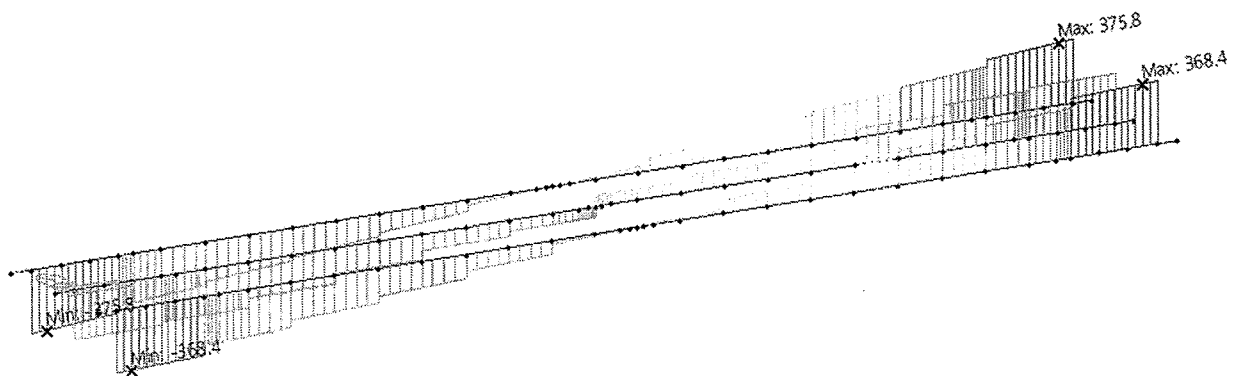


- 모멘트도

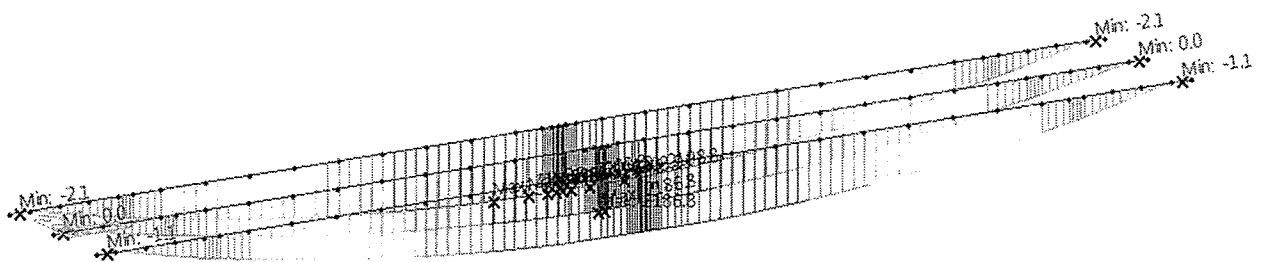


(3) 합성후 고정하중

- 전단력도

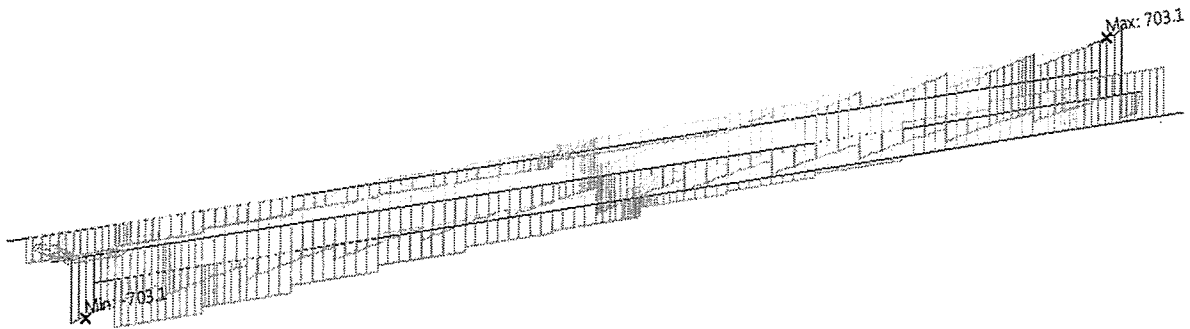


- 모멘트도

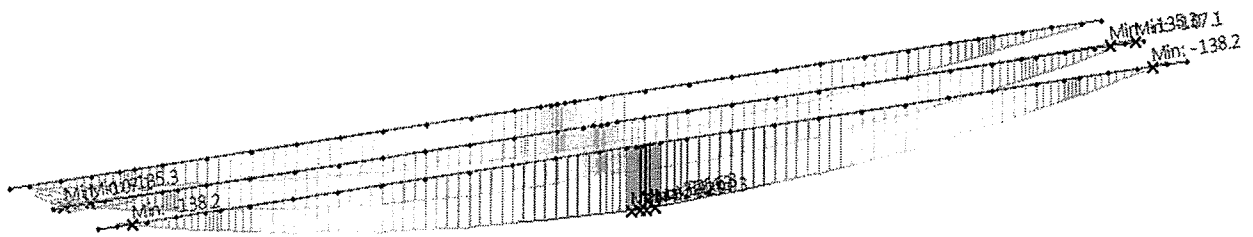


(4) 합성후 활하중

- 전단력도



- 모멘트도



4.4 단면력 집계

4.4.1 단면력 집계

(1) 합성전 단면력

거 리	구 분	전 단 력 (kN)			모 멘 트 (kN-m)		
		빔 자중	슬래브하중	계	빔 자중	슬래브하중	계
0.450	G1	-336.83	-174.22	-511.05	-4.12	-1.44	-5.56
	G2	-336.83	-156.05	-492.88	-4.12	-1.25	-5.37
	G3	-336.83	-161.46	-498.29	-4.12	-1.33	-5.45
2.800	G1	-241.50	-140.85	-382.34	675.10	368.76	1,043.86
	G2	-241.50	-126.98	-368.48	675.10	331.31	1,006.41
	G3	-241.50	-130.59	-372.09	675.10	341.83	1,016.93
6.450	G1	-131.86	-89.01	-220.87	1,336.63	788.25	2,124.87
	G2	-131.86	-81.83	-213.69	1,336.63	712.39	2,049.02
	G3	-131.86	-82.63	-214.50	1,336.63	730.95	2,067.58
12.450	G1	0.00	3.81	3.81	1,747.33	1,066.69	2,814.02
	G2	0.00	7.61	7.61	1,747.33	980.71	2,728.04
	G3	0.00	3.81	3.81	1,747.33	990.27	2,737.60

(2) 합성후 단면력

거 리	구 분	전 단 력 (kN)			모 멘 트 (kN-m)		
		2차고정	활하중	계	2차고정	활하중	계
0.450	G1	-375.560	-325.660	-701.220	-5.860	177.140	171.280
	G2	-290.830	-797.240	-1,088.070	22.710	2.090	24.800
	G3	-368.650	-579.690	-948.340	-20.060	18.050	-2.010
2.800	G1	-287.600	-288.950	-576.550	804.760	1,003.060	1,807.820
	G2	-269.350	-614.030	-883.380	706.840	1,205.780	1,912.620
	G3	-284.580	-499.880	-784.460	788.420	1,149.710	1,938.130
6.450	G1	-174.200	-186.240	-360.440	1,680.780	2,049.980	3,730.760
	G2	-149.210	-535.490	-684.700	1,575.610	2,342.350	3,917.960
	G3	-164.340	-330.530	-494.870	1,666.070	2,622.780	4,288.850
12.450	G1	-6.190	135.050	128.860	2,202.320	2,811.450	5,013.770
	G2	64.440	-461.250	-396.810	2,186.980	2,828.360	5,015.340
	G3	1.300	240.410	241.710	2,175.040	3,627.160	5,802.200

4.4.2 반력 집계

(1) 받침 및 하부구조의 구조검토용 (충격하중 포함)

(단위 : kN)

구 분		고정하중			소계	활하중	계
		자중	슬래브	2차고정하중			
G1	A1	355.145	188.216	402.745	946.106	326.521	1,272.627
	A2	355.145	188.217	402.751	946.113	326.522	1,272.635
G2	A1	355.145	176.836	335.343	867.323	865.761	1,733.085
	A2	355.145	176.837	335.343	867.324	865.761	1,733.086
G3	A1	355.145	174.982	412.431	942.557	579.685	1,522.243
	A2	355.145	174.983	412.431	942.558	579.685	1,522.244

(2) 하부구조의 안정검토용 (충격하중 제외)

(단위 : kN)

구 분		고정하중			소계	활하중	계
		자중	슬래브	2차고정하중			
G1	A1	355.145	188.216	402.745	946.106	289.984	1,236.089
	A2	355.145	188.217	402.751	946.113	289.984	1,236.097
G2	A1	355.145	176.836	335.343	867.323	768.882	1,636.205
	A2	355.145	176.837	335.343	867.324	768.882	1,636.206
G3	A1	355.145	174.982	412.431	942.557	514.818	1,457.376
	A2	355.145	174.983	412.431	942.558	514.818	1,457.377

4.5 PS강재의 긴장력 손실량

4.5.1 프리스트레스의 즉시 손실

(1) 긴장재와 쉬스관 사이의 마찰에 의한 손실량

① 탄성계수 $E_p = 200,000 \text{ MPa}$

② Jacking Stress $f_{pj} = 0.98 \times f_{pia} = 0.98 \times 1,440.00 = 1,411.20 \text{ MPa}$

③ 마찰에 의한 긴장재 인장응력 감소량

$$\Delta f_{pf} = f_{p0} (1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa l)})$$

쉬스관 종류	곡률마찰계수 μ (/rad)	파상마찰계수 κ (/m)
아연도금 금속쉬스	0.25	0.005

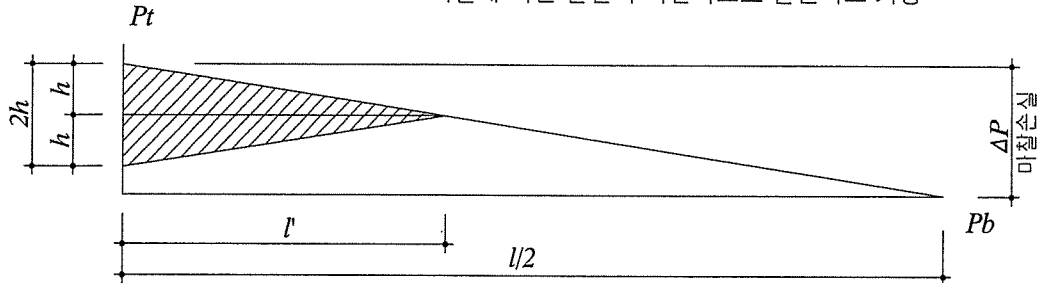
④ 빔 중앙부에서의 마찰 손실

강선번호	각변화 (α)		강선길이 L (m)	$\mu\alpha + \kappa l$	$1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa l)}$	Δf_{pf} (MPa)	ΔP_{pf} (kN)
	DEG	rad					
1	04° 01'	0.070	12.359	0.079	0.076	107.25	116.47
2	08° 09'	0.142	12.391	0.097	0.092	129.83	141.00
3	12° 13'	0.213	12.446	0.115	0.109	153.82	167.05
4	15° 05'	0.263	12.500	0.128	0.120	169.34	183.90

(2) 정착장치의 활동에 의한 손실

- 긴장재와 쉬스 사이의 마찰이 있는 경우

슬립량 $\Delta L = 6 \text{ mm}$ 긴장할 때의 마찰과 정착할 때의 마찰이 동일하다고 가정
마찰에 의한 손실이 직선적으로 변한다고 가정



(ㄱ) 정착구 손실에 의해 발생한 일

$$W = F \cdot s = \Delta f \cdot A_{ps} \cdot l' = \frac{\Delta L}{l'} \cdot E_{ps} \cdot A_{ps} \cdot l' = \Delta L \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \quad \text{----- (1)}$$

(ㄴ) 정착구 손실에 의해 발생한 일은 그림에서의 면적

$$W = \frac{1}{2} \cdot 2h \cdot l' \quad \text{----- (2)}$$

(1)식과 (2)식에서

$$W = \frac{1}{2} \cdot 2h \cdot l' = \Delta L \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \quad l' = \frac{\Delta L \cdot A_{ps} \cdot E_{ps}}{h} \quad \text{----- (3)}$$

(ㄷ) 삼각형 비례

$$l' : h = l/2 : \Delta P$$

$$h = \frac{2 \cdot l' \cdot \Delta P}{l} \quad \text{----- (4)}$$

(3)식과 (4)식에서

$$l' = \frac{\Delta L \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot l' \cdot \Delta P}$$

$$(l')^2 = \frac{\Delta L \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot \Delta f_{pf} \cdot A_{ps}} = \frac{\Delta L \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot \Delta f_{pf}}$$

(ㄹ) 정착구 슬립 손실량

$$\Delta f_{slip} = E_{ps} \times \frac{\Delta L}{l'}$$

(정착구 손실량은 단부에서 길이에 비례하여 감소함)

강선번호	f_{pj} (MPa)	P_j (kN)	Δf_{pf} (MPa)	P_i (N)	l'	$l/2$ (m)	Δf_{sl}
1	1,411.20	1,532.56	107.25	1,416.09	11.759	< 12.359	0.0
2	1,411.20	1,532.56	129.83	1,391.56	10.702	< 12.391	0.0
3	1,411.20	1,532.56	153.82	1,365.51	9.853	< 12.446	0.0
4	1,411.20	1,532.56	169.34	1,348.66	9.411	< 12.500	0.0
계		6,130.24		5,521.82			

∴ 정착장치의 활동에 의한 손실이 중앙단면에는 영향을 미치지 않음

(3) 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량

$$\Delta f_{pel} = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cir}$$

여기서, E_{ci} = 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 탄성계수 = 28,066 MPa

f_{cir} = 프리스트레스 도입직후 보의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는
긴장재 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력으로서 최대모멘트가 발생하는 단면에서 계산

$$f_{cir} = \frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i \cdot e_p \cdot e_p}{I_c} - \frac{M_d \cdot e_p}{I_c}$$

$$M_d = 1,747.33 \text{ kN-m}$$

$$f_{cir} = \frac{5,521,820}{847,928} + \frac{5,521,820 \times 989.64^2}{629,595,846,827} - \frac{1,747.33 \times 10^6 \times 989.64}{629,595,846,827}$$

$$= 12.36 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pel} = \frac{1}{2} \times \frac{200,000}{28,066} \times 12.36$$

$$= 44.04 \text{ MPa}$$

(4) 즉시 손실 합계

강선번호	Δf_{pf} (MPa)	Δf_{sl} (MPa)	Δf_{pel} (MPa)	즉시손실량 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	초기긴장력 (kN)
1	107.25	0.00	44.04	151.29	1,259.91	1,368.26
2	129.83	0.00	44.04	173.87	1,237.33	1,343.74
3	153.82	0.00	44.04	197.86	1,213.34	1,317.69
4	169.34	0.00	44.04	213.38	1,197.82	1,300.83
계	560.24	0.00	176.16	736.40	4,908.40	5,330.52

4.5.2 프리스트레스의 시간적 손실

(1) 콘크리트의 크리프에 의한 손실량

$$\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds}$$

여기서, f_{cds} = 프리스트레스를 도입할 때 존재하던 고정하중을 제외한 그 후의 모든 고정하중에 의해 일어나는 긴장재 도심위치에서의 콘크리트의 응력

① 내측거더(G2)

$$M_{d1} = 980.71 \text{ kN-m (1차고정하중)}$$

$$M_{d2} = 2,186.98 \text{ kN-m (2차고정하중)}$$

$$f_{cds} = \frac{980.71 \times 10^6 \times 989.64}{629,595,846,827} + \frac{2,186.98 \times 10^6 \times 1,437.33}{1,160,100,728,996} = 4.25 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times 12.36 - 7 \times 4.25 = 118.57 \text{ MPa}$$

② 외측거더(G1)

$$M_{d1} = 1,066.69 \text{ kN-m (1차고정하중)}$$

$$M_{d2} = 2,202.32 \text{ kN-m (2차고정하중)}$$

$$f_{cds} = \frac{1,066.69 \times 10^6 \times 989.64}{629,595,846,827} + \frac{2,202.32 \times 10^6 \times 1,494.86}{1,228,485,209,328} = 4.36 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times 12.36 - 7 \times 4.36 = 117.80 \text{ MPa}$$

③ 외측거더(G3)

$$M_{d1} = 990.27 \text{ kN-m (1차고정하중)}$$

$$M_{d2} = 2,175.04 \text{ kN-m (2차고정하중)}$$

$$f_{cds} = \frac{990.27 \times 10^6 \times 989.64}{629,595,846,827} + \frac{2,175.04 \times 10^6 \times 1,462.92}{1,190,520,083,203} = 4.23 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times 12.36 - 7 \times 4.23 = 118.71 \text{ MPa}$$

(2) 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량

$$H_r \text{ (주위의 연간 평균 상대습도)} = 70 \%$$

$$\Delta f_{psh} = 0.8 \times (119 - 1.05 \times H_r) = 0.8 \times (119 - 1.05 \times 70) = 36.40 \text{ MPa}$$

(3) 긴장재의 릴랙세이션에 의한 손실량

$$\Delta f_r = 35 - 0.07 \Delta f_{pf} - 0.1 \Delta f_{pel} - 0.05 (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$$

① 내측거더(G2)

$$\begin{aligned} \Delta f_r &= 35 - 0.07 \times 140.06 - 0.1 \times 44.04 \\ &\quad - 0.05 \times (36.40 + 118.57) \end{aligned} = 13.04 \text{ MPa}$$

② 외측거더(G1)

$$\begin{aligned} \Delta f_r &= 35 - 0.07 \times 140.06 - 0.1 \times 44.04 \\ &\quad - 0.05 \times (36.40 + 117.80) \end{aligned} = 13.08 \text{ MPa}$$

③ 외측거더(G3)

$$\begin{aligned} \Delta f_r &= 35 - 0.07 \times 140.06 - 0.1 \times 44.04 \\ &\quad - 0.05 \times (36.40 + 118.71) \end{aligned} = 13.04 \text{ MPa}$$

(4) 시간적 손실 집계

(단위 : MPa)

구 분		Δf_{pcr}	Δf_{psh}	Δf_r	합 계	비 고
PS 강선	내측거더(G2)	118.57	36.40	13.04	168.01	
	외측거더(G1)	117.80	36.40	13.08	167.28	
	외측거더(G3)	118.71	36.40	13.04	168.15	

4.5.3 PS강재의 유효응력

(1) 내측거더(G2)

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,411.20	151.29	1,259.91	168.01	1,091.90	1,185.80
2	1,411.20	173.87	1,237.33	168.01	1,069.32	1,161.28
3	1,411.20	197.86	1,213.34	168.01	1,045.33	1,135.23
4	1,411.20	213.38	1,197.82	168.01	1,029.81	1,118.37
계	5,644.80	736.40	4,908.40	672.04	4,236.36	4,600.68

(2) 외측거더(G1)

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,411.20	151.29	1,259.91	167.28	1,092.63	1,186.60
2	1,411.20	173.87	1,237.33	167.28	1,070.05	1,162.07
3	1,411.20	197.86	1,213.34	167.28	1,046.06	1,136.02
4	1,411.20	213.38	1,197.82	167.28	1,030.54	1,119.17
계	5,644.80	736.40	4,908.40	669.12	4,239.28	4,603.86

(3) 외측거더(G3)

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,411.20	151.29	1,259.91	168.15	1,091.76	1,185.65
2	1,411.20	173.87	1,237.33	168.15	1,069.18	1,161.13
3	1,411.20	197.86	1,213.34	168.15	1,045.19	1,135.08
4	1,411.20	213.38	1,197.82	168.15	1,029.67	1,118.22
계	5,644.80	736.40	4,908.40	672.60	4,235.80	4,600.08

4.6 거더 응력 검토

4.6.1 거더 자중에 의한 응력

$$\text{빔 자중에 의한 모멘트 } (M_{d0}) = 1,747.33 \text{ kN-m}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{d0}}{S_{t,gir}} = \frac{1,747.33 \times 10^6}{522,872,368} = 3.34 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{d0}}{S_{b,gir}} = \frac{1,747.33 \times 10^6}{-549,438,294} = -3.18 \text{ MPa}$$

4.6.2 PS강선 긴장에 의한 응력

(1) 초기 긴장력에 의한 응력

$$\begin{aligned} \text{초기 긴장력 } (P_i) &= \sum (f_{pi} \times A_{ps}) = 5,330.52 = 5,330,520.00 \text{ N} \\ \text{초기 편심 모멘트 } (M_{pi}) &= P_i \times e_p = 5,330,520.00 \times -989.64 \\ &= -5,275,295,812.80 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{top,gir} &= \frac{P_i}{A_g} + \frac{M_{pi}}{S_{t,gir}} = \frac{5,330,520}{876,859} + \frac{-5,275,295,813}{522,872,368} \\ &= 6.08 + -10.09 = -4.01 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{bot,gir} &= \frac{P_i}{A_g} + \frac{M_{pi}}{S_{b,gir}} = \frac{5,330,520}{876,859} + \frac{-5,275,295,813}{-549,438,294} \\ &= 6.08 + 9.60 = 15.68 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(2) 유효 긴장력에 의한 응력

① 내측거더(G2)

$$\begin{aligned} \text{유효 긴장력 } (P_e) &= \sum (f_{pe} \times A_{ps}) = 4,600.68 = 4,600,680.00 \text{ N} \\ \text{유효 편심 모멘트 } (M_{pe}) &= P_e \times e_p = 4,600,680.00 \times -989.64 \\ &= -4,553,016,955.20 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{top,gir} &= \frac{P_e}{A_g} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{4,600,680}{876,859} + \frac{-4,553,016,955}{522,872,368} \\ &= 5.25 + -8.71 = -3.46 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{bot,gir} &= \frac{P_e}{A_g} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{4,600,680}{876,859} + \frac{-4,553,016,955}{-549,438,294} \\ &= 5.25 + 8.29 = 13.54 \text{ MPa} \end{aligned}$$

② 외측거더(G1)

$$\begin{aligned}
 \text{유효 긴장력 } (P_e) &= \sum (f_{pe} \times A_{ps}) = 4,603.86 = 4,603,860.00 \text{ N} \\
 \text{유효 편심 모멘트 } (M_{pe}) &= P_e \times e_p = 4,603,860.00 \times -989.64 \\
 &= -4,556,164,010.40 \text{ N-mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{top,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{4,603,860}{876,859} + \frac{-4,556,164,010}{522,872,368} \\
 &= 5.25 + -8.71 = -3.46 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{bot,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{4,603,860}{876,859} + \frac{-4,556,164,010}{-549,438,294} \\
 &= 5.25 + 8.29 = 13.54 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

③ 외측거더(G3)

$$\begin{aligned}
 \text{유효 긴장력 } (P_e) &= \sum (f_{pe} \times A_{ps}) = 4,600.08 = 4,600,080.00 \text{ N} \\
 \text{유효 편심 모멘트 } (M_{pe}) &= P_e \times e_p = 4,600,080.00 \times -989.64 \\
 &= -4,552,423,171.20 \text{ N-mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{top,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{4,600,080}{876,859} + \frac{-4,552,423,171}{522,872,368} \\
 &= 5.25 + -8.71 = -3.46 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{bot,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{4,600,080}{876,859} + \frac{-4,552,423,171}{-549,438,294} \\
 &= 5.25 + 8.29 = 13.54 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

4.6.3 바닥판, 가로보 하중에 의한 응력

(1) 내측거더(G2)

$$\text{바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 } (M_{d1}) = 980.71 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{980.71 \times 10^6}{522,872,368} = 1.88 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{980.71 \times 10^6}{-549,438,294} = -1.78 \quad \text{MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

$$\text{바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 } (M_{d1}) = 1,066.69 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{1,066.69 \times 10^6}{522,872,368} = 2.04 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{1,066.69 \times 10^6}{-549,438,294} = -1.94 \quad \text{MPa}$$

(3) 외측거더(G3)

$$\text{바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 } (M_{d1}) = 990.27 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{990.27 \times 10^6}{522,872,368} = 1.89 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{990.27 \times 10^6}{-549,438,294} = -1.80 \quad \text{MPa}$$

4.6.4 포장, 방호벽 등에 의한 응력

(1) 내측거더(G2)

$$\text{포장 및 방호벽에 의한 모멘트 } (M_{d2}) = 2,186.98 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2,186.98 \times 10^6 \times 0.92}{1,119,334,564} = 1.80 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2,186.98 \times 10^6 \times 0.92}{1,533,672,733} = 1.31 \quad \text{MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2,186.98 \times 10^6}{1,533,672,733} = 1.43 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2,186.98 \times 10^6}{-727,983,991} = -3.00 \quad \text{MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

$$\text{포장 및 방호벽에 의한 모멘트 } (M_{d2}) = 2,202.32 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2,202.32 \times 10^6 \times 0.92}{1,254,977,790} = 1.61 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2,202.32 \times 10^6 \times 0.92}{1,757,766,185} = 1.15 \quad \text{MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2,202.32 \times 10^6}{1,757,766,185} = 1.25 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2,202.32 \times 10^6}{-744,035,957} = -2.96 \quad \text{MPa}$$

(3) 외측거더(G3)

$$\text{포장 및 방호벽에 의한 모멘트 } (M_{d2}) = 2,175.04 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2,175.04 \times 10^6 \times 0.92}{1,177,764,889} = 1.70 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2,175.04 \times 10^6 \times 0.92}{1,628,997,281} = 1.23 \quad \text{MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2,175.04 \times 10^6}{1,628,997,281} = 1.34 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2,175.04 \times 10^6}{-735,265,650} = -2.96 \quad \text{MPa}$$

4.6.5 활하중에 의한 응력

(1) 내측거더(G2)

$$\text{활하중에 의한 모멘트 } (M_l) = 2,828.36 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_d}{S_{t,slab}} = \frac{2,828.36 \times 10^6 \times 0.92}{1,119,334,564} = 2.32 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_d}{S_{b,slab}} = \frac{2,828.36 \times 10^6 \times 0.92}{1,533,672,733} = 1.70 \quad \text{MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{2,828.36 \times 10^6}{1,533,672,733} = 1.84 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{2,828.36 \times 10^6}{-727,983,991} = -3.89 \quad \text{MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

$$\text{활하중에 의한 모멘트 } (M_l) = 2,811.45 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_d}{S_{t,slab}} = \frac{2,811.45 \times 10^6 \times 0.92}{1,254,977,790} = 2.06 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_d}{S_{b,slab}} = \frac{2,811.45 \times 10^6 \times 0.92}{1,757,766,185} = 1.47 \quad \text{MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{2,811.45 \times 10^6}{1,757,766,185} = 1.60 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{2,811.45 \times 10^6}{-744,035,957} = -3.78 \quad \text{MPa}$$

(3) 외측거더(G3)

$$\text{활하중에 의한 모멘트 } (M_l) = 3,627.16 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_d}{S_{t,slab}} = \frac{3,627.16 \times 10^6 \times 0.92}{1,177,764,889} = 2.83 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_d}{S_{b,slab}} = \frac{3,627.16 \times 10^6 \times 0.92}{1,628,997,281} = 2.05 \quad \text{MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{3,627.16 \times 10^6}{1,628,997,281} = 2.23 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{3,627.16 \times 10^6}{-735,265,650} = -4.93 \quad \text{MPa}$$

4.6.6 하중 단계별 응력 집계

(1) 내측거더(G2)

(+) 압축 / (-) 인장

하중단계		모멘트	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1. 빔 자중		1747.33			3.34	-3.18
2. PS강선 긴장	초기				-4.01	15.68
	유효				-3.46	13.54
3. 바닥판		980.71			1.88	-1.78
4. 포장, 방호벽		2186.98	1.80	1.31	1.43	-3.00
5. 활하중		2828.36	2.32	1.70	1.84	-3.89

(2) 외측거더(G1)

(+) 압축 / (-) 인장

하중단계		모멘트	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1. 빔 자중		1747.33			3.34	-3.18
2. PS강선 긴장	초기				-4.01	15.68
	유효				-3.46	13.54
3. 바닥판		1,066.69			2.04	-1.94
4. 포장, 방호벽		2,202.32	1.61	1.15	1.25	-2.96
5. 활하중		2,811.45	2.06	1.47	1.60	-3.78

(3) 외측거더(G3)

(+) 압축 / (-) 인장

하중단계		모멘트	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1. 빔 자중		1747.33			3.34	-3.18
2. PS강선 긴장	초기				-4.01	15.68
	유효				-3.46	13.54
3. 바닥판		990.27			1.89	-1.80
4. 포장, 방호벽		2,175.04	1.70	1.23	1.34	-2.96
5. 활하중		3,627.16	2.83	2.05	2.23	-4.93

4.6.7 하중 단계별 응력 합성

(1) 내측거더(G2)

(+) 압축 / (-) 인장

하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상면응력	하면응력	상면응력	하면응력
1 + 2 초기			-0.67	12.50
			O.K	O.K
1 + 2 유효			-0.12	10.36
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			1.76	8.58
			O.K	O.K
허 용 응 력			-1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.80	1.31	3.19	5.58
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	4.12	3.01	5.03	1.69
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	12.00	16.00	0.00

(2) 외측거더(G1)

(+) 압축 / (-) 인장

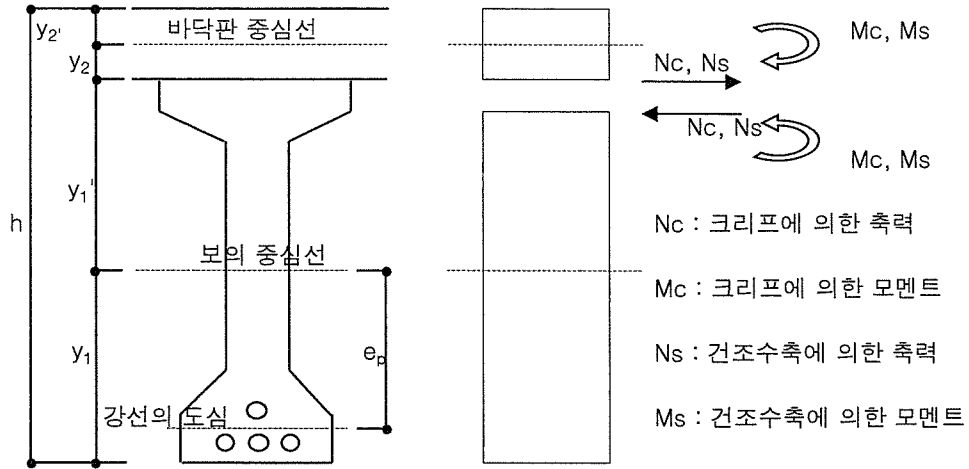
하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상면응력	하면응력	상면응력	하면응력
1 + 2 초기			-0.67	12.50
			O.K	O.K
1 + 2 유효			-0.12	10.36
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			1.92	8.42
			O.K	O.K
허 용 응 력			-1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.61	1.15	3.17	5.46
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	3.67	2.62	4.77	1.68
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	12.00	16.00	0.00

(3) 외측거더(G3)

(+) 압축 / (-) 인장

하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1 + 2 초기			-0.67	12.50
			O.K	O.K
1 + 2 유효			-0.12	10.36
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			1.77	8.56
			O.K	O.K
허 용·응 력			-1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.70	1.23	3.11	5.60
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	4.53	3.28	5.34	0.67
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	12.00	16.00	0.00

4.7 크리프 및 건조수축에 의한 단면력 계산



$$m = E_{c1} I_{c1} / E_{c2} I_{c2} \quad , \quad B = 1 + m, \quad C = y_1' - m y_2$$

$$F = y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \gamma_{c2}^2 + m y_2^2$$

$$K = \phi^\infty / (1 + \phi^\infty) \quad , \quad K' = \phi_t / (1 + \phi^\infty)$$

ϕ^∞ : 콘크리트 초기재령 으로부터 $T = \infty$ 까지의 크리프계수 (3.000)

ϕ_t : 바닥판을 합성한 후 부터 $T = \infty$ 까지의 크리프계수 (2.200)

ϵ_s : 콘크리트의 건조수축 변형률(부정정력 계산시 0.00015) [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

P : PS 강선의 긴장력 (N)

(단면력을 계산하는 시점에서의 크리프, 건조수축 및 릴랙세이션에 의한 프리스트레스의 감소량을 고려하며, 프리스트레스를 준후 부터 합성할때 까지가 3개월 이상 경과할 경우에는 릴랙세이션은 끝난 것으로 보아도 좋다.)

M_{d1} : 보의 고정하중에 의한 휨모멘트 (N-mm)

M_{d2} : 현장치기 바닥판의 고정하중에 의한 휨모멘트 (N-mm)

A_{c1} : 보의 단면적 (mm^2) I_{c1} : 보의 단면 2차 모멘트 (mm^4)

$\gamma_{c1}^2 = I_{c1} / A_{c1}$ E_{c1} : 보의 종탄성 계수 (MPa)

A_{c2} : 현장치기 바닥판의 단면적 (mm^2) I_{c2} : 현장치기 바닥판의 단면 2차모멘트 (mm^4)

$\gamma_{c2}^2 = I_{c2} / A_{c2}$ E_{c2} : 현장치기 바닥판의 종탄성 계수 (MPa)

- 크리프에 의한 단면력

$$N_c = -\frac{K'}{C^2 - BF} [P\{B(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - C \times e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \times y_1')] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF - C^2} [P\{C(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - F \times e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \times y_1')] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \times y_1')$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$N_s = \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{B}{BF - C^2} \frac{1}{1 + \phi^\infty}$$

$$M_s = \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{C}{C^2 - BF} \frac{1}{1 + \phi^\infty}$$

4.7.1 내측거더 (G2)

- 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30,008}{27,537} \times \frac{629,595,846,827}{2,861,077,333} = 239.802$$

$$B = 1 + m = 1 + 239.802 = 240.802$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.141 - 240.802 \times 0.140 = -32.571$$

$$\begin{aligned} F &= y_1'^2 + y_{c1}^2 + m y_{c2}^2 + m y_2^2 \\ &= 1.204^2 + 0.718 + 239.802 \times 0.007 + 239.802 \times 0.140^2 \\ &= 8.435 \end{aligned}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_t}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

$$P = 4,600.680 \quad \text{kN}$$

$$M_{d1} = 1,747.329 \quad \text{kN-m}$$

$$M_{d2} = 980.708 \quad \text{kN-m}$$

$$\begin{aligned} N_c &= \frac{0.550}{-32.571^2 - 240.802 \times 8.435} \times [4,600.680 \times \{240.802 \times (1.204 \times 0.620 - 0.718) \\ &\quad - 32.571 \times 0.620\} + 1,747.329 \times (-32.571 - 240.802 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{-32.571^2 - 240.802 \times 8.435} \times 980.708 \times (-32.571 - 240.802 \times 1.204) \\ &= -493.392 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= \frac{0.550}{240.802 \times 8.435 - 32.571^2} \times [4,600.680 \times \{-32.571 \times (1.204 \times 0.620 - 0.718) \\ &\quad - 8.435 \times 0.620\} + 1,747.329 \times (8.435 - 32.571 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{240.802 \times 8.435 - 32.571^2} \times 980.708 \times (8.435 - 32.571 \times 1.204) \\ &= -67.267 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$\begin{aligned} N_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629596 \times \frac{240.802}{240.802 \times 8.435 - 32.571^2} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\ &= 175.827 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629596 \times \frac{-32.571}{-32.571^2 - 240.802 \times 8.435} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\ &= 23.783 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

4.7.2 외측거더 (G1)

- 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30,008}{27,537} \times \frac{629,595,846,827}{3,450,122,667} = 198.86$$

$$B = 1 + m = 1 + 198.86 = 199.860$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.141 - 199.860 \times 0.140 = -26.839$$

$$\begin{aligned} F &= y_1'^2 + y_{c1}^2 + m y_{c2}^2 + m y_2^2 \\ &= 1.204^2 + 0.718 + 198.86 \times 0.007 + 198.86 \times 0.140^2 \\ &= 7.365 \end{aligned}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_t}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

$$P = 4,603.860 \quad \text{kN}$$

$$M_{d1} = 1,747.329 \quad \text{kN-m}$$

$$M_{d2} = 1,066.694 \quad \text{kN-m}$$

$$\begin{aligned} N_c &= \frac{0.550}{-26.839^2 - 199.860 \times 7.365} \times [4,603.860 \times \{199.860 \times (1.204 \times 1.209 - 0.718) \\ &\quad - 26.839 \times 1.209\} + 1,747.329 \times (-26.839 - 199.860 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{-26.839^2 - 199.860 \times 7.365} \times 1,066.694 \times (-26.839 - 199.860 \times 1.204) \\ &= -20.956 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= \frac{0.550}{199.860 \times 7.365 - -26.839^2} \times [4,603.860 \times \{-26.839 \times (1.204 \times 1.209 - 0.718) \\ &\quad - 7.365 \times 1.209\} + 1,747.329 \times (7.365 - -26.839 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{199.860 \times 7.365 - -26.839^2} \times 1,066.694 \times (7.365 - -26.839 \times 1.204) \\ &= 3.688 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$\begin{aligned} N_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629596 \times \frac{199.860}{199.860 \times 7.365 - -26.839^2} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\ &= 188.386 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629596 \times \frac{-26.839}{-26.839^2 - 199.860 \times 7.365} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\ &= 25.298 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

4.7.3 외측거더 (G3)

- 크리프에 의한 단면력

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30,008}{27,537} \times \frac{629,595,846,827}{3,113,525,333} = 220.359 \\
 B &= 1 + m = 1 + 220.359 = 221.359 \\
 C &= y_1' - m y_2 = 1.141 - 221.359 \times 0.140 = -29.849 \\
 F &= y_1'^2 + y_{c1}^2 + m y_{c2}^2 + m y_2^2 \\
 &= 1.204^2 + 0.718 + 220.359 \times 0.007 + 220.359 \times 0.140^2 \\
 &= 7.927 \\
 K &= \frac{\phi^\infty}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750 \\
 K' &= \frac{\phi_t}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550 \\
 P &= 4,600.080 \quad \text{kN} \\
 M_{d1} &= 1,747.329 \quad \text{kN-m} \\
 M_{d2} &= 990.266 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_c &= -\frac{0.550}{-29.849^2 - 221.359 \times 7.927} \times [4,600.080 \times \{221.359 \times (1.204 \times 1.209 - 0.718) \\
 &\quad - 29.849 \times 1.209\} + 1,747.329 \times (-29.849 - 221.359 \times 1.204)] \\
 &\quad - \frac{0.750}{-29.849^2 - 221.359 \times 7.927} \times 990.266 \times (-29.849 - 221.359 \times 1.204) \\
 &= -0.823 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_c &= -\frac{0.550}{221.359 \times 7.927 - -29.849^2} \times [4,600.080 \times \{-29.849 \times (1.204 \times 1.209 - 0.718) \\
 &\quad - 7.927 \times 1.209\} + 1,747.329 \times (7.927 - -29.849 \times 1.204)] \\
 &\quad - \frac{0.750}{221.359 \times 7.927 - -29.849^2} \times 990.266 \times (7.927 - -29.849 \times 1.204) \\
 &= 6.007 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$\begin{aligned}
 N_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629596 \times \frac{221.359}{221.359 \times 7.927 - -29.849^2} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\
 &= 181.568 \quad \text{kN} \\
 M_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629596 \times \frac{-29.849}{-29.849^2 - 221.359 \times 7.927} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\
 &= 24.483 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

4.8 휨강도 검토

4.8.1 내측 거더(G2)

(1) 극한모멘트

$$\begin{aligned}
 M_D &= M_{d0} + M_{d1} + M_{d2} \\
 &= 1,747.33 + 980.71 + 2,186.98 = 4,915.02 \text{ kN-m} \\
 M_L &= 2,828.36 \text{ kN-m} \\
 M_u &= 1.35 M_D + 1.85 M_L \text{ 또는 } 1.6 M_D + 1.6 M_L \text{ 중에서 큰 값} \\
 &= 1.35 \times 4,915.02 + 1.85 \times 2,828.36 = 11,868.00 \text{ kN-m} \\
 &= 1.60 \times 4,915.02 + 1.60 \times 2,828.36 = 12,389.00 \text{ kN-m} \\
 \therefore M_u &= 12,389.00 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

(2) 단면 특성

$$\begin{aligned}
 \text{① 플랜지 두께 } h_f &= 280.00 \text{ mm} \\
 b_f &= 1,700.00 \text{ mm} \\
 d_p &= 2,350.00 + 280.00 - 156.25 = 2,473.75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트

$$\text{슬래브 } f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$$

$$\text{거더 } f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$\text{③ PS 강재 } A_{ps} = 4,344.00 \text{ mm}^2$$

$$f_{pe} = 1,059.09 \text{ MPa} > 0.5 f_{pu} \text{ (강재응력 근사식으로 계산)}$$

$$f_{pu} = 1,900.00 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 1,600.00 \text{ MPa}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4,344.00}{1,700.00 \times 2,473.75} = 0.001033$$

(3) γ_p , β_1 계산

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1,600.00}{1,900.00} = 0.84$$

$$\begin{aligned}
 \gamma_p &= 0.55 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.80 &= 0.55 \\
 &0.40 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.85 \\
 &0.28 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.90
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 - 0.007 \times \frac{f_{ck} - 28}{1} : f_{ck} \geq 28 &= 0.836 \\
 &0.85 : f_{ck} < 28
 \end{aligned}$$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \left(\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 1,900.00 \times \left[1 - \frac{0.55}{0.836} \times 0.065423 \right] = 1,818.22 \text{ MPa}$$

(6) 해석단면 판단

$$0.85 \times f_{ck} \times a \times b = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{4,344.00 \times 1,818.22}{0.85 \times 30.00 \times 1,700.00}$$

$$= 182.2 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{직사각형보 해석}$$

(7) 강재지수 계산

$$q_{pw} = \rho_{pw} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}}$$

$$= \frac{4,344.00}{1,700.00 \times 2,473.75} \times \frac{1,818.22}{30.00}$$

$$= 0.063 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \times 0.836 = 0.301$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 $0.36 \beta_1$ 보다 작은 경우

$$\Phi M_n = \Phi A_{ps} \times f_{ps} \times (d_p - a / 2)$$

$$= 0.9 \times 4,344.00 \times 1,818.22 \times (2,473.75 - 182.20 / 2)$$

$$= 16,937.10 \text{ kN-m} > M_u = 12,389.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi M_n / M_u = 16,937.10 / 12,389.00 = 1.37$$

(9) M_{cr} 계산

$$M_{cr} = (f_{pe} + f_{ru}) \times Z_c$$

여기서, $f_{ru} = 0.63 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{ MPa}$

$$f_{pe} = 13.54 \text{ MPa}$$

$$Z_c = 727,983,991.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{cr} = (13.54 + 3.98) \times 727,983,991.00 = 12,754,279,522.32 \text{ N-mm}$$

$$1.2 M_{cr} = 15,305.14 \text{ kN-m} < \Phi M_n = 16,937.10 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cL} &= (M_{cr} - M_D) / M_L \\ &= (12,754.28 - 4,915.02) / 2,828.36 = 2.77 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cW} &= M_{cr} / (M_D + M_L) \\ &= 12,754.28 / (4,915.02 + 2,828.36) = 1.65 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bL} &= (\Phi M_n - M_D) / M_L \\ &= (16,937.10 - 4,915.02) / 2,828.36 = 4.25 > 2.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / (M_D + M_L) \\ &= 16,937.10 / (4,915.02 + 2,828.36) = 2.19 > 1.50 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

③ 균열하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bH} &= \Phi M_n / M_{cr} \\ &= 16,937.10 / 12,754.28 = 1.33 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 극한하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bH} &= \Phi M_n / M_u \\ &= 16,937.10 / 12,389.00 = 1.37 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4.8.2 외측 거더(G1)

(1) 극한모멘트

$$\begin{aligned}
 M_D &= M_{d0} + M_{d1} + M_{d2} \\
 &= 1,747.33 + 1,066.69 + 2,202.32 = 5,016.34 \text{ kN-m} \\
 M_L &= 2,811.45 \text{ kN-m} \\
 M_u &= 1.35 M_D + 1.85 M_L \text{ 또는 } 1.6 M_D + 1.6 M_L \text{ 중에서 큰 값} \\
 &= 1.35 \times 5,016.34 + 1.85 \times 2,811.45 = 11,973.00 \text{ kN-m} \\
 &= 1.60 \times 5,016.34 + 1.60 \times 2,811.45 = 12,524.00 \text{ kN-m} \\
 \therefore M_u &= 12,524.00 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

(2) 단면 특성

$$\begin{aligned}
 \text{① 플랜지 두께 } h_f &= 280.00 \text{ mm} \\
 b_f &= 2,050.00 \text{ mm} \\
 d_p &= 2,350.00 + 280.00 - 156.25 = 2,473.75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트

$$\text{슬래브 } f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$$

$$\text{거더 } f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$\text{③ PS 강재 } A_{ps} = 4,344.00 \text{ mm}^2$$

$$f_{pe} = 1,059.82 \text{ MPa} > 0.5 f_{pu} \text{ (강재응력 근사식으로 계산)}$$

$$f_{pu} = 1,900.00 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 1,600.00 \text{ MPa}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4,344.00}{2,050.00 \times 2,473.75} = 0.000857$$

(3) γ_p , β_f 계산

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1,600.00}{1,900.00} = 0.84$$

$$\begin{aligned}
 \gamma_p &= 0.55 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.80 &= 0.55 \\
 &0.40 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.85 \\
 &0.28 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.90
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_f &= 0.85 - 0.007 \times \frac{f_{ck} - 28}{1} : f_{ck} \geq 28 &= 0.836 \\
 &0.85 : f_{ck} < 28
 \end{aligned}$$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pu} \cdot \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \left(\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right) \right] \\ &= 1,900.00 \times \left[1 - \frac{0.55}{0.836} \times 0.054277 \right] = 1,832.15 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(6) 해석단면 판단

$$\begin{aligned} 0.85 \times f_{ck} \times a \times b &= A_{ps} \times f_{ps} \\ a &= \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{4,344.00 \times 1,832.15}{0.85 \times 30.00 \times 2,050.00} \\ &= 152.25 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{직사각형보 해석} \end{aligned}$$

(7) 강재지수 계산

$$\begin{aligned} q_{pw} &= \rho_{pw} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} \\ &= \frac{4,344.00}{2,050.00 \times 2,473.75} \times \frac{1,832.15}{30.00} \\ &= 0.052 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \times 0.836 = 0.301 \end{aligned}$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi A_{ps} \times f_{ps} \times \left(d_p - a / 2 \right) \\ &= 0.9 \times 4,344.00 \times 1,832.15 \times \left(2,473.75 - 152.25 / 2 \right) \\ &= 17,174.12 \text{ kN-m} > M_u = 12,524.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\Phi M_n / M_u = 17,174.12 / 12,524.00 = 1.37$$

(9) M_{cr} 계산

$$\begin{aligned} M_{cr} &= (f_{pe} + f_{ru}) \times Z_c \\ \text{여기서, } f_{ru} &= 0.63 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{ MPa} \\ f_{pe} &= 13.54 \text{ MPa} \\ Z_c &= 744,035,957.00 \text{ mm}^3 \\ M_{cr} &= (13.54 + 3.98) \times 744,035,957.00 = 13,035,509,966.64 \text{ N-mm} \\ 1.2 M_{cr} &= 15,642.61 \text{ kN-m} < \Phi M_n = 17,174.12 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cL} &= (M_{cr} - M_D) / M_L \\ &= (13,035.51 - 5,016.34) / 2,811.45 = 2.85 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cW} &= M_{cr} / (M_D + M_L) \\ &= 13,035.51 / (5,016.34 + 2,811.45) = 1.67 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bL} &= (\Phi M_n - M_D) / M_L \\ &= (17,174.12 - 5,016.34) / 2,811.45 = 4.32 > 2.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / (M_D + M_L) \\ &= 17,174.12 / (5,016.34 + 2,811.45) = 2.19 > 1.50 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

③ 균열하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / M_{cr} \\ &= 17,174.12 / 13,035.51 = 1.32 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 극한하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / M_u \\ &= 17,174.12 / 12,524.00 = 1.37 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4.8.3 외측 거더(G3)

(1) 극한모멘트

$$\begin{aligned}
 M_D &= M_{d0} + M_{d1} + M_{d2} \\
 &= 1,747.33 + 990.27 + 2,175.04 = 4,912.64 \text{ kN-m} \\
 M_L &= 3,627.16 \text{ kN-m} \\
 M_u &= 1.35 M_D + 1.85 M_L \text{ 또는 } 1.6 M_D + 1.6 M_L \text{ 중에서 큰 값} \\
 &= 1.35 \times 4,912.64 + 1.85 \times 3,627.16 = 13,342.00 \text{ kN-m} \\
 &= 1.60 \times 4,912.64 + 1.60 \times 3,627.16 = 13,664.00 \text{ kN-m} \\
 \therefore M_u &= 13,664.00 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

(2) 단면 특성

$$\begin{aligned}
 \text{① 플랜지 두께 } h_f &= 280.00 \text{ mm} \\
 b_f &= 1,850.00 \text{ mm} \\
 d_p &= 2,350.00 + 280.00 - 156.25 = 2,473.75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트

$$\text{슬래브 } f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$$

$$\text{거더 } f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$\text{③ PS 강재 } A_{ps} = 4,344.00 \text{ mm}^2$$

$$f_{pe} = 1,694.32 \text{ MPa} > 0.5 f_{pu} \text{ (강재응력 근사식으로 계산)}$$

$$f_{pu} = 1,900.00 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 1,600.00 \text{ MPa}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4,344.00}{1,850.00 \times 2,473.75} = 0.000949$$

(3) γ_p , β_1 계산

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1,600.00}{1,900.00} = 0.84$$

$$\gamma_p = 0.55 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.80 = 0.55$$

$$0.40 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.85$$

$$0.28 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times \frac{f_{ck} - 28}{1} : f_{ck} \geq 28 = 0.836$$

$$0.85 : f_{ck} < 28$$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \left(\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 1,900.00 \times \left[1 - \frac{0.55}{0.836} \times 0.060103 \right] = 1,824.87 \text{ MPa}$$

(6) 해석단면 판단

$$0.85 \times f_{ck} \times a \times b = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{4,344.00 \times 1,824.87}{0.85 \times 30.00 \times 1,850.00}$$

$$= 168.04 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{직사각형보 해석}$$

(7) 강재지수 계산

$$q_{pw} = \rho_{pw} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}}$$

$$= \frac{4,344.00}{1,850.00 \times 2,473.75} \times \frac{1,824.87}{30.00}$$

$$= 0.058 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \times 0.836 = 0.301$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

$$\Phi M_n = \Phi A_{ps} \times f_{ps} \times (d_p - a / 2)$$

$$= 0.9 \times 4,344.00 \times 1,824.87 \times (2,473.75 - 168.04 / 2)$$

$$= 17,049.56 \text{ kN-m} > M_u = 13,664.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi M_n / M_u = 17,049.56 / 13,664.00 = 1.25$$

(9) M_{cr} 계산

$$M_{cr} = (f_{pe} + f_{ru}) \times Z_c$$

여기서, $f_{ru} = 0.63 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{ MPa}$

$$f_{pe} = 13.54 \text{ MPa}$$

$$Z_c = 735,265,650.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{cr} = (13.54 + 3.98) \times 735,265,650.00 = 12,881,854,188.00 \text{ N-mm}$$

$$1.2 M_{cr} = 15,458.23 \text{ kN-m} < \Phi M_n = 17,049.56 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cL} &= (M_{cr} - M_D) / M_L \\ &= (12,881.85 - 4,912.64) / 3,627.16 = 2.20 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cW} &= M_{cr} / (M_D + M_L) \\ &= 12,881.85 / (4,912.64 + 3,627.16) = 1.51 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bL} &= (\Phi M_n - M_D) / M_L \\ &= (17,049.56 - 4,912.64) / 3,627.16 = 3.35 > 2.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / (M_D + M_L) \\ &= 17,049.56 / (4,912.64 + 3,627.16) = 2.00 > 1.50 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

③ 균열하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bH} &= \Phi M_n / M_{cr} \\ &= 17,049.56 / 12,881.85 = 1.32 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 극한하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bH} &= \Phi M_n / M_u \\ &= 17,049.56 / 13,664.00 = 1.25 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4.9 전 단 설 계

4.9.1 내측 거더(G2)

(1) 하중 단계별 단면력 및 계수하중

단면위치 하중단계	단 부		H 지점		L/4 지점	
	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트
빔 자 중 (D_0)	336.83	-4.12	241.50	675.10	131.86	1,336.63
바 닥 판 (D_1)	156.05	-1.25	126.98	331.31	81.83	712.39
포장, 방호벽 (D_2)	290.83	22.71	269.35	706.84	149.21	1,575.61
활 하 중 (LL)	797.24	2.09	614.03	1,205.78	535.49	2,342.35
$1.35 \times D + 1.85 \times LL$	2,532.91	27.27	1,997.03	4,543.58	1,480.57	9,226.59
$1.6 \times (D + LL)$	2,529.52	31.08	2,002.98	4,670.45	1,437.43	9,547.16
계수 하중	2,532.91	31.08	2,002.98	4,670.45	1,480.57	9,547.16

(2) 위험단면 1 $h = 2,350$ mm 지점

$$f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$P_e = 4,600,680.00 \text{ N}$$

$$h = 2,350.00 \text{ mm}$$

$$b = 1,000.00 \text{ mm}$$

$$b_w = 577.00 \text{ mm}$$

$$A_d = 1,495,866.04 \text{ mm}^2$$

$$y_{b,d} = -1,208.70 \text{ mm}$$

$$I_{A,d} = 765,636,192,351.00 \text{ mm}^4$$

$$e_p = -1,797.45 \text{ mm}$$

$$d_p = 2,350.00 - (240 + 462 + 684 + 969 + 0) / 4$$

$$= 1,761.25 \text{ mm} < 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm}$$

$$\therefore d_p = 1,880.00 \text{ mm}$$

$$V_D = 241.50 + 126.98 + 269.35 = 637.83 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_d} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b,d}}{I_d}$$

$$= \frac{4,600,680.00}{1,495,866.04} + \frac{4,600,680.00 \times -1,797.45 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00}$$

$$= 16.13 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$\begin{aligned}
 f_d &= M_{D0} \times y_{b4} / I_{A4} \\
 &= \frac{675.10 \times 1,000,000.00 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00} \\
 &= -1.07 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력}) \\
 M_{cr} &= \frac{765,636,192,351}{1,208.70} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 16.13 + -1.07) \\
 &= 12,898.24 \text{ kN-m} \\
 V_{ci} &= 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad + 637,830.00 + \left(\frac{2,002,980.00 \times 12,898.24}{4,670.45} \right) \\
 &= 6,512,430.30 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p \\
 &\quad = 0.14 \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad = 960,487.45 \text{ N} \\
 \therefore V_{ci} &= 6,512.43 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② V_{cw} 계산

$$\begin{aligned}
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p \\
 f_{pc} &= \frac{P_e}{A_4} = \frac{4,600,680.00}{1,495,866.04} = 3.08 \text{ MPa} \\
 \text{긴장재 배치각도 } \alpha &= \frac{\sum 2 a \times (x - k)}{4 EA} = 0.141 \text{ rad} \\
 V_p &= \frac{4,600,680.00 \times \sin 0.141}{1} = 646,548.56 \text{ N} \\
 V_{cw} &= (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 3.08) \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad + 646,548.56 \\
 &= 3,638,447.94 \text{ N} = 3,638.45 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

③ V_c 계산

$$\begin{aligned}
 V_c &= V_{ci} \text{ 와 } V_{cw} \text{ 중 작은 값} \\
 V_c &= 3,638.45 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

④ V_s 계산

$$\begin{aligned}
 V_u &< \phi V_c / 2 && : \text{전단철근 필요없음} \\
 \phi V_c / 2 &< V_u < \phi V_c && : \text{최소 전단철근 필요} \\
 \phi V_c &< V_u && : \text{전단철근 설계}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 2,002.98 \text{ kN} \\
 \phi V_c / 2 &= 0.85 \times 3,638.45 / 2 = 1,546.34 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0.85 \times 3,638.45 = 3,092.68 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$\therefore$ 최소전단철근필요

$$\begin{aligned}
 s &= 300 \text{ mm} < \text{Min}(0.75h, 600) = \text{Min}(1763, 600) = 600 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \\
 A_v &= 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00} = 201.95 \text{ mm}^2 \\
 \text{사용철근량 } 2 \times D_{13} &= 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

(3) 위험단면 2 $h = 6,000$ mm 지점

$$f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$P_e = 4,600,680 \text{ N}$$

$$h = 2,350 \text{ mm}$$

$$b = 1,000 \text{ mm}$$

$$b_w = 200.00 \text{ mm}$$

$$A_d = 876,859 \text{ mm}^2$$

$$y_{bd} = -1,145.89 \text{ mm}$$

$$I_{Ad} = 629,595,846,827 \text{ mm}^4$$

$$e_p = -1,436.39 \text{ mm}$$

$$d_p = \frac{2,350.00 - (142 + 222 + 306 + 492 + 0)}{4}$$

$$= 2,059.50 \text{ mm} > 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm}$$

$$\therefore d_p = 2,059.50 \text{ mm}$$

$$V_D = 131.86 + 81.83 + 149.21 = 362.90 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_d} + \frac{P_e \times e_p \times y_{bd}}{I_d}$$

$$= \frac{4,600,680.00}{876,859.04} + \frac{4,600,680.00 \times -1,436.39 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

$$= 17.27 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$f_d = M_{D0} \times y_{bd} / I_{Ad}$$

$$= \frac{1,336.63 \times 1,000,000.00 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

$$= -2.43 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$M_{cr} = \frac{629,595,846,827}{1,145.89} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 17.27 + -2.43)$$

$$= 12,561.41 \text{ kN-m}$$

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,059.50$$

$$+ 362,902.00 + \left(\frac{1,480,570 \times 12,561}{9,547.16} \right)$$

$$= 2,441,174.98 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p$$

$$= 0.14 \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,059.50$$

$$= 364,711.81 \text{ N}$$

$$\therefore V_{ci} = 2,441.17 \text{ kN}$$

② V_{cw} 계산

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{ (f_{ck}) + 0.3 f_{pc} }) \times b_w \times d_p + V_p$$

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_d} = \frac{4,600,680.00}{876,859.04} = 5.25 \text{ MPa}$$

$$\text{긴장재 배치각도 } \alpha = \frac{\sum 2 a \times (x - k)}{4 EA} = 0.070 \text{ rad}$$

$$V_p = \frac{4,600,680.00 \times \sin 0.070}{40.00} = 321,784.66 \text{ N}$$

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{ 40.00 + 0.3 \times 5.25 }) \times 200.00 \times 2,059.50 + 321,784.66$$

$$= 1,726,001.62 \text{ N} = 1,726.00 \text{ kN}$$

③ V_c 계산

$V_c = V_{ci}$ 와 V_{cw} 중 작은 값

$$V_c = 1,726.00 \text{ kN}$$

④ V_s 계산

$$V_u < \phi V_c / 2 \quad : \text{전단철근 필요없음}$$

$$\phi V_c / 2 < V_u < \phi V_c \quad : \text{최소 전단철근 필요}$$

$$\phi V_c < V_u \quad : \text{전단철근 설계}$$

$$V_u = 1,480.57 \text{ kN}$$

$$\phi V_c / 2 = 0.85 \times 1,726.00 / 2 = 733.55 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1,726.00 = 1,467.10 \text{ kN}$$

∴ 전단설계

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(0.75h, 600) = \text{Min}(1763, 600) = 600 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00} = 201.95 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } 2 \times D 13 = 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

(4) 수평전단 설계 - 합성거더 휨부재

- ① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{290,830}{1,000.00 \times (2,630 - 1061.250)} = 0.185 \text{ MPa}$$

- ② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{797,240}{1,000.00 \times (2,630 - 1061.250)} = 0.508 \text{ MPa}$$

- ③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{493,392 + (-175,827)}{1,000.00 \times 1,700} = 0.187 \text{ MPa}$$

- ④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\begin{aligned} \Delta T &= 5 \text{ }^{\circ}\text{C} \text{ (바닥판과 기타부분의 온도차)} && [\text{철도설계기준(노반편) 8.2.2}] \\ V_t &= \alpha \times \Delta T \times E \times A \\ &= 0.00001 \times 5 \times 27,537,000 \times 0.280 \times 1,700 \\ &= 655.381 \text{ kN} \\ \tau_t &= \frac{655,381}{1,000.00 \times 1,700} = 0.386 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- ⑤ 극한 응력의 산정

- 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

$$\begin{aligned} \tau_u &= 1.35 \tau_d + 1.85 \tau_l \text{ 또는 } 1.35 \tau_d + 1.4 \tau_l + 1.35(\tau_{c+s} \text{ 중에서 큰 값}) \\ &= 1.35 \times 0.185 + 1.85 \times 0.508 = 1.190 \text{ MPa} \\ &= 1.35 \times 0.185 + 1.40 \times 0.508 \\ &\quad + 1.35 \times (0.187 + 0.386) = 1.735 \text{ MPa} \\ \therefore \tau_u &= 1.735 \text{ MPa} < \phi 2.45 = 0.85 \times 2.45 = 2.083 \text{ MPa} \\ &\therefore \text{최소 전단연결재 설치} \quad [\text{철도설계기준(노반편) 10.6.6}] \end{aligned}$$

- ⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

$$\begin{aligned} s &= 300 \text{ mm} < \text{Min}(4b_w, 600) = \text{Min}(800, 600) = 600 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \\ A_v &= 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1,000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2 \\ \text{사용철근량} &2 \times D 16 = 2 \times 198.60 = 397.20 \text{ mm}^2 \\ &\therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

4.9.2 외측 거더(G1)

(1) 하중 단계별 단면력 및 계수하중

단면위치 하중단계	단 부		H 지점		L/4 지점	
	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트
빔 자 중 (D_0)	336.83	-4.12	241.50	675.10	131.86	1,336.63
바 닥 판 (D_1)	174.22	-1.44	140.85	368.76	89.01	788.25
포장, 방호벽 (D_2)	375.56	-5.86	287.60	804.76	174.20	1,680.78
활 하 중 (LL)	325.66	177.14	288.95	1,003.06	186.24	2,049.98
$1.35 \times D + 1.85 \times LL$	1,799.39	312.29	1,438.98	4,351.30	877.89	8,930.10
$1.6 \times (D + LL)$	1,939.63	265.16	1,534.23	4,562.69	930.10	9,369.01
계수 하중	1,939.63	312.29	1,534.23	4,562.69	930.10	9,369.01

(2) 위험단면 1 $h = 2,350$ mm 지점

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 40.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 300.00 \text{ MPa} \\
 P_e &= 4,603,860.00 \text{ N} \\
 h &= 2,350.00 \text{ mm} \\
 b &= 1,000.00 \text{ mm} \\
 b_w &= 577.00 \text{ mm} \\
 A_d &= 1,495,866.04 \text{ mm}^2 \\
 y_{bd} &= -1,208.70 \text{ mm} \\
 I_{Ad} &= 765,636,192,351.00 \text{ mm}^4 \\
 e_p &= -1,797.45 \text{ mm} \\
 d_p &= 2,350.00 - (240 + 462 + 684 + 969 + 0) / 4 \\
 &= 1,761.25 \text{ mm} < 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm} \\
 \therefore d_p &= 1,880.00 \text{ mm} \\
 V_D &= 241.50 + 140.85 + 287.60 = 669.94 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

① V_{ci} 계산

$$\begin{aligned}
 V_{ci} &= 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}} \\
 M_{cr} &= \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d) \\
 f_{pe} &= \frac{P_e}{A_d} + \frac{P_e \times e_p \times y_{bd}}{I_d} \\
 &= \frac{4,603,860.00}{1,495,866.04} + \frac{4,603,860.00 \times -1,797.45 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00} \\
 &= 16.14 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_d &= M_{D0} \times y_{b4} / I_{A4} \\
 &= \frac{675.10 \times 1,000,000.00 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00} \\
 &= -1.07 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력}) \\
 M_{cr} &= \frac{765,636,192,351.00}{1,208.70} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 16.14 + -1.07) \\
 &= 12,904.57 \text{ kN-m} \\
 V_{ci} &= 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad + 669,944.00 + \left(\frac{1,534,230.00 \times 12,904.57}{4,562.69} \right) \\
 &= 5,352,208.98 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p \\
 &\quad = 0.14 \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad = 960,487.45 \text{ N} \\
 \therefore V_{ci} &= 5,352.21 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② V_{cw} 계산

$$\begin{aligned}
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p \\
 f_{pc} &= \frac{P_e}{A_4} = \frac{4,603,860.00}{1,495,866.04} = 3.08 \text{ MPa} \\
 \text{긴장재 배치각도 } \alpha &= \sum 2 a \times (x - k) / 4 EA \\
 &= 0.141 \text{ rad} \\
 V_p &= \frac{4,603,860.00 \times \sin 0.141}{1} = 646,995.46 \text{ N} \\
 V_{cw} &= (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 3.08) \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad + 646,995.46 \\
 &= 3,638,894.84 \text{ N} = 3,638.89 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

③ V_c 계산

$$\begin{aligned}
 V_c &= V_{ci} \text{ 와 } V_{cw} \text{ 중 작은 값} \\
 V_c &= 3,638.89 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

④ V_s 계산

$$\begin{aligned}
 V_u &< \phi V_c / 2 && : \text{전단철근 필요없음} \\
 \phi V_c / 2 &< V_u < \phi V_c && : \text{최소 전단철근 필요} \\
 \phi V_c &< V_u && : \text{전단철근 설계}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,534.23 \text{ kN} \\
 \phi V_c / 2 &= 0.85 \times 3,638.89 / 2 = 1,546.53 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0.85 \times 3,638.89 = 3,093.06 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$\therefore$ 전단철근 필요없음

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(0.75h, 600) = \text{Min}(1763, 600) = 600 \text{ mm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00} = 201.95 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량 } 2 \times D_{13} &= 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2 \\
 &\therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

(3) 위험단면 2 $h = 6,000$ mm 지점

$$f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$P_e = 4,603,860.00 \text{ N}$$

$$h = 2,350.00 \text{ mm}$$

$$b = 1,000.00 \text{ mm}$$

$$b_w = 200.00 \text{ mm}$$

$$A_d = 876,859.04 \text{ mm}^2$$

$$y_{bd} = -1,145.89 \text{ mm}$$

$$I_{Ad} = 629,595,846,827.00 \text{ mm}^4$$

$$e_p = -1,436.39 \text{ mm}$$

$$d_p = 2,350.00 - (142 + 222 + 306 + 492 + 0) / 4$$

$$= 2,059.50 \text{ mm} > 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm}$$

$$\therefore d_p = 2,059.50 \text{ mm}$$

$$V_D = 131.86 + 89.01 + 174.20 = 395.07 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_d} + \frac{P_e \times e_p \times y_{bd}}{I_d}$$

$$= \frac{4,603,860.00}{876,859.04} + \frac{4,603,860.00 \times -1,436.39 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

$$= 17.29 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$f_d = M_{D0} \times y_{bd} / I_{Ad}$$

$$= \frac{1,336.63 \times 1,000,000.00 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

$$= -2.43 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$M_{cr} = \frac{629,595,846,827.00}{1,145.89} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 17.29 + -2.43)$$

$$= 12,572.40 \text{ kN-m}$$

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,059.50$$

$$+ 395,073.00 + \left(\frac{930,100.00 \times 12,572.40}{9,369.01} \right)$$

$$= 1,773,440.86 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p$$

$$= 0.14 \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,059.50$$

$$= 364,711.81 \text{ N}$$

$$\therefore V_{ci} = 1,773.44 \text{ kN}$$

② V_{cw} 계산

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p$$

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_d} = \frac{4,603,860.00}{876,859.04} = 5.25 \text{ MPa}$$

$$\text{긴장재 배치각도 } \alpha = \sum 2 a \times (x - k) / 4 EA$$

$$= 0.070 \text{ rad}$$

$$V_p = 4,603,860.00 \times \sin 0.070 = 322,007.08 \text{ N}$$

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 5.25) \times 200.00 \times 2,059.50$$

$$+ 322,007.08$$

$$= 1,726,224.04 \text{ N} = 1,726.22 \text{ kN}$$

③ V_c 계산

$$V_c = V_{ci} \text{ 와 } V_{cw} \text{ 중 작은 값}$$

$$V_c = 1,726.22 \text{ kN}$$

④ V_s 계산

$$V_u < \phi V_c / 2 : \text{전단철근 필요없음}$$

$$\phi V_c / 2 < V_u < \phi V_c : \text{최소 전단철근 필요}$$

$$\phi V_c < V_u : \text{전단철근 설계}$$

$$V_u = 930.10 \text{ kN}$$

$$\phi V_c / 2 = 0.85 \times 1,726.22 / 2 = 733.64 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1,726.22 = 1,467.29 \text{ kN}$$

∴ 최소전단철근필요

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(0.75h, 600) = \text{Min}(1763, 600) = 600 \text{ mm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00} = 201.95 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } 2 \times D_{13} = 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2$$

∴ O.K.

(4) 수평전단 설계 - 합성거더 휨부재

- ① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{375,560}{1,000.00 \times (2,630 - 1061.250)} = 0.239 \text{ MPa}$$

- ② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{325,660}{1,000.00 \times (2,630 - 1061.250)} = 0.208 \text{ MPa}$$

- ③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{20,956 + (-188,386)}{1,000.00 \times 1,700} = -0.098 \text{ MPa}$$

- ④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\Delta T = 5 \text{ }^{\circ}\text{C} \text{ (바닥판과 기타부분의 온도차)} \quad [\text{철도설계기준(노반편) 8.2.2}]$$

$$V_t = \alpha \times \Delta T \times E \times A$$

$$= 0.00001 \times 5 \times 27,537,000 \times 0.280 \times 1.700 = 655.381 \text{ kN}$$

$$\tau_t = \frac{655,381}{1,000.00 \times 1,700} = 0.386 \text{ MPa}$$

- ⑤ 극한 응력의 산정

- 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

$$\tau_u = 1.35 \tau_d + 1.85 \tau_l \text{ 또는 } 1.35 \tau_d + 1.4 \tau_l + 1.35(\tau_{c+s} \text{ 중에서 큰 값})$$

$$= 1.35 \times 0.239 + 1.85 \times 0.208 = 0.707 \text{ MPa}$$

$$= 1.35 \times 0.239 + 1.40 \times 0.208$$

$$+ 1.35 \times (-0.098 + 0.386) = 1.003 \text{ MPa}$$

$$\therefore \tau_u = 1.003 \text{ MPa} < \phi 2.45 = 0.85 \times 2.45 = 2.083 \text{ MPa}$$

$\therefore$ 최소 전단연결재 설치 [철도설계기준(노반편) 10.6.6]

- ⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(4b_w, 600) = \text{Min}(800, 600) = 600 \text{ mm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1,000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } 2 \times D 16 = 2 \times 198.60 = 397.20 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

4.9.3 외측 거더(G3)

(1) 하중 단계별 단면력 및 계수하중

단면위치 하중단계	단 부		H 지점		L/4 지점	
	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트
빔 자 중 (D_0)	336.83	-4.12	241.50	675.10	131.86	1,336.63
바 닥 판 (D_1)	161.46	-1.33	130.59	341.83	82.63	730.95
포장, 방호벽 (D_2)	368.65	-20.06	499.88	1,149.71	164.34	1,666.07
활 하 중 (LL)	579.69	18.05	284.58	788.42	330.53	2,622.78
$1.4 \times D + 2.0 \times LL$	2,373.10	0.39	1,789.91	4,610.13	1,191.43	10,472.67
$1.7 \times (D + LL)$	2,459.28	-12.68	1,966.13	5,023.60	1,205.92	10,805.93
계수 하중	2,459.28	0.39	1,966.13	5,023.60	1,205.92	10,805.93

(2) 위험단면 1 $h = 2,350$ mm 지점

$$f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$P_e = 4,600,080.00 \text{ N}$$

$$h = 2,350.00 \text{ mm}$$

$$b = 1,000.00 \text{ mm}$$

$$b_w = 577.00 \text{ mm}$$

$$A_d = 1,495,866.04 \text{ mm}^2$$

$$y_{bd} = -1,208.70 \text{ mm}$$

$$I_{Ad} = 765,636,192,351.00 \text{ mm}^4$$

$$e_p = -1,797.45 \text{ mm}$$

$$d_p = 2,350.00 - (240 + 462 + 684 + 969 + 0) / 4$$

$$= 1,761.25 \text{ mm} < 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm}$$

$$\therefore d_p = 1,880.00 \text{ mm}$$

$$V_D = 241.50 + 130.59 + 499.88 = 871.97 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_d} + \frac{P_e \times e_p \times y_{bd}}{I_d}$$

$$= \frac{4,600,080.00}{1,495,866.04} + \frac{4,600,080.00 \times -1,797.45 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00}$$

$$= 16.13 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$\begin{aligned}
 f_d &= M_{D0} \times y_{b4} / I_{A4} \\
 &= \frac{675.10 \times 1,000,000.00 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00} \\
 &= -1.07 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= \frac{765,636,192,351}{1,208.70} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 16.13 + -1.07) \\
 &= 12,898.24 \text{ kN-m} \\
 V_{ci} &= 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad + 871,966.00 + \left(\frac{1,966,130.00 \times 12,898.24}{5,023.60} \right) \\
 &= 6,263,093.54 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p \\
 &\quad = 0.14 \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad = 960,487.45 \text{ N} \\
 \therefore V_{ci} &= 6,263.09 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② V_{cw} 계산

$$\begin{aligned}
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p \\
 f_{pc} &= \frac{P_e}{A_4} = \frac{4,600,080.00}{1,495,866.04} = 3.08 \text{ MPa} \\
 \text{긴장재 배치각도 } \alpha &= \frac{\sum 2 a \times (x - k)}{4 EA} \\
 &= 0.141 \text{ rad} \\
 V_p &= \frac{4,600,080.00}{\sin 0.141} = 646,464.24 \text{ N} \\
 V_{cw} &= (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 3.08) \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad + 646,464.24 \\
 &= 3,638,363.62 \text{ N} = 3,638.36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

③ V_c 계산

$$\begin{aligned}
 V_c &= V_{ci} \text{ 와 } V_{cw} \text{ 중 작은 값} \\
 V_c &= 3,638.36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

④ V_s 계산

$$\begin{aligned}
 V_u &< \phi V_c / 2 && : \text{전단철근 필요없음} \\
 \phi V_c / 2 &< V_u < \phi V_c && : \text{최소 전단철근 필요} \\
 \phi V_c &< V_u && : \text{전단철근 설계}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,966.13 \text{ kN} \\
 \phi V_c / 2 &= 0.85 \times 3,638.36 / 2 = 1,546.30 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0.85 \times 3,638.36 = 3,092.61 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$\therefore$ 최소전단철근필요

(3) 위험단면 2 $h = 6,000$ mm 지점

$$f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$P_e = 4,600,080.00 \text{ N}$$

$$h = 2,350.00 \text{ mm}$$

$$b = 1,000.00 \text{ mm}$$

$$b_w = 200.00 \text{ mm}$$

$$A_d = 876,859.04 \text{ mm}^2$$

$$y_{bd} = -1,145.89 \text{ mm}$$

$$I_{Ad} = 629,595,846,827.00 \text{ mm}^4$$

$$e_p = -1,436.39 \text{ mm}$$

$$d_p = 2,350.00 - (142 + 222 + 306 + 492 + 0) / 4$$

$$= 2,059.50 \text{ mm} > 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm}$$

$$\therefore d_p = 2,059.50 \text{ mm}$$

$$V_D = 131.86 + 82.63 + 164.34 = 378.84 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_d} + \frac{P_e \times e_p \times y_{bd}}{I_d}$$

$$= \frac{4,600,080.00}{876,859.04} + \frac{4,600,080.00 \times -1,436.39 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

$$= 17.27 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$f_d = M_{D0} \times y_{bd} / I_{Ad}$$

$$= \frac{1,336.63 \times 1,000,000.00 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

$$= -2.43 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$M_{cr} = \frac{629,595,846,827.00}{1,145.89} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 17.27 + -2.43)$$

$$= 12,561.41 \text{ kN-m}$$

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,059.50$$

$$+ 378,835.00 + \left(\frac{1,205,920.00 \times 12,561.41}{10,805.93} \right)$$

$$= 1,910,917.25 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p$$

$$= 0.14 \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,059.50$$

$$= 364,711.81 \text{ N}$$

$$\therefore V_{ci} = 1,910.92 \text{ kN}$$

② V_{cw} 계산

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p$$

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_g} = \frac{4,600,080.00}{876,859.04} = 5.25 \text{ MPa}$$

$$\text{긴장재 배치각도 } \alpha = \frac{\sum 2 a \times (x - k)}{4 EA} = 0.070 \text{ rad}$$

$$V_p = \frac{4,600,080}{2} \times \sin 0.070 = 321,742.69 \text{ N}$$

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 5.25) \times 200.00 \times 2,059.50 + 321,742.69$$

$$= 1,725,959.65 \text{ N} = 1,725.96 \text{ kN}$$

③ V_c 계산

$$V_c = V_{ci} \text{ 와 } V_{cw} \text{ 중 작은 값}$$

$$V_c = 1,725.96 \text{ kN}$$

④ V_s 계산

$$V_u < \phi V_c / 2 : \text{전단철근 필요없음}$$

$$\phi V_c / 2 < V_u < \phi V_c : \text{최소 전단철근 필요}$$

$$\phi V_c < V_u : \text{전단철근 설계}$$

$$V_u = 1,205.92 \text{ kN}$$

$$\phi V_c / 2 = 0.85 \times 1,725.96 / 2 = 733.53 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1,725.96 = 1,467.07 \text{ kN}$$

∴ 최소전단철근필요

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(0.75h, 600) = \text{Min}(1763, 600) = 600 \text{ mm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00} = 201.95 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } 2 \times D 13 = 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

(4) 수평전단 설계 - 합성거더 휨부재

- ① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{368,650}{1,000.00 \times (2,630 - 1061.250)} = 0.235 \text{ MPa}$$

- ② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{579,690}{1,000.00 \times (2,630 - 1061.250)} = 0.37 \text{ MPa}$$

- ③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{823 + (-181,568)}{1,000.00 \times 1,850} = -0.098 \text{ MPa}$$

- ④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\Delta T = 5 \text{ }^{\circ}\text{C} \text{ (바닥판과 기타부분의 온도차)} \quad [\text{철도설계기준(노반편) 8.2.2}]$$

$$V_t = \alpha \times \Delta T \times E \times A$$

$$= 0.00001 \times 5 \times 27,537,000 \times 0.280 \times 1.850 = 713.208 \text{ kN}$$

$$\tau_t = \frac{713,208}{1,000.00 \times 1,850} = 0.386 \text{ MPa}$$

- ⑤ 극한 응력의 산정

- 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

$$\begin{aligned} \tau_u &= 1.35 \tau_d + 1.85 \tau_l \text{ 또는 } 1.35 \tau_d + 1.4 \tau_l + 1.35(\tau_{c+s} \text{ 중에서 큰 값}) \\ &= 1.35 \times 0.235 + 1.85 \times 0.37 = 1.002 \text{ MPa} \\ &= 1.35 \times 0.235 + 1.40 \times 0.37 \\ &\quad + 1.35 \times (-0.098 + 0.386) = 1.224 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\therefore \tau_u = 1.224 \text{ MPa} < \phi 2.45 = 0.85 \times 2.45 = 2.083 \text{ MPa}$$

$\therefore$ 최소 전단연결재 설치 [철도설계기준(노반편) 10.6.6]

- ⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(4b_w, 600) = \text{Min}(800, 600) = 600 \text{ mm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1,000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } 2 \times D 16 = 2 \times 198.60 = 397.20 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

4.10 사용성 검토

(1) 거더 중앙부 처짐 기준

$$\delta_c = 5 \times M \times L^2 / (48 \times E_c \times I)$$

$$\text{여기서, } L = 24,000.00 \text{ mm}$$

$$E_c = 30,008.00 \text{ MPa}$$

- 주행안정성을 위한 허용처짐값

$$\delta_L \leq L / 600$$

- 승차감 만족을 위한 허용처짐값

설계속도 (V)(km/h)	거더 또는 부재의 경간(m)										
	0~20	25	30	35	40	45	50	55	60~75	80~95	100~120
270<V<350	L/1500	L/1500	L/1600	L/1750	L/1900	L/2100	L/2200	L/2350	L/2500	L/2200	L/1900
200<V≤270	L/1300	L/1400	L/1500	L/1600	L/1700	L/1900	L/2000	L/2100	L/2000	L/1700	L/1400
V≤200	L/1100	L/1200	L/1300	L/1500	L/1500	L/1400	L/1300	L/1200	L/1100	L/800	L/600

$$\delta_L \leq L / 1,400$$

(2) 내측거더 (G2)

(+ : 상향, - : 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm ⁴)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	600,294,007,665.00	-5.82	
PS 강선 긴장	-5,275.30	600,294,007,665.00	17.57	
바닥판 타설	980.71	629,595,846,827.00	-3.11	
도상, 방호벽 설치	2,186.98	1,160,100,728,996.00	-3.77	
긴장 손실량	965.94	1,160,100,728,996.00	-1.66	
계			3.21	
열차 하중	2,828.36	1,160,100,728,996.00	-4.87	O.K

콘크리트의 크리프에 따른 처짐

바닥판 타설 전

$$\delta_{cr1} = (3.0 - 2.2) \times (-5.82 + 17.57) = 9.4 \text{ mm}$$

바닥판 타설 후

$$\delta_{cr2} = 2.2 \times (-5.82 + -3.11 + -3.77 + 15.91) = 7.062 \text{ mm}$$

$$\text{활하중에 의한 허용처짐 } \delta_L = -L / 1,400 = -17.14 \text{ mm}$$

(3) 외측거더 (G1)

(+: 상향, -: 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm ⁴)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	600,294,007,665.00	-5.82	
PS 강선 긴장	-5,275.30	600,294,007,665.00	17.57	
바닥판 타설	1,066.69	629,595,846,827.00	-3.39	
도상, 방호벽 설치	2,202.32	1,228,485,209,328.00	-3.58	
긴장 손실량	1,000.24	1,228,485,209,328.00	-1.63	
계			3.15	
열차 하중	2,811.45	1,228,485,209,328.00	-4.58	O.K

콘크리트의 크리프에 따른 처짐

바닥판 타설 전

$$\delta_{cr1} = (3.0 - 2.2) \times (-5.82 + 17.57) \\ = 9.4 \text{ mm}$$

바닥판 타설 후

$$\delta_{cr2} = 2.2 \times (-5.82 + -3.39 + -3.58 + 15.94) \\ = 6.93 \text{ mm}$$

$$\text{활하중에 의한 허용처짐 } \delta_L = -L / 1,400 = -17.14 \text{ mm}$$

(4) 외측거더 (G3)

(+: 상향, -: 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm ⁴)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	600,294,007,665.00	-5.82	
PS 강선 긴장	-5,275.30	600,294,007,665.00	17.57	
바닥판 타설	990.27	629,595,846,827.00	-3.14	
도상, 방호벽 설치	2,175.04	1,190,520,083,203.00	-3.65	
긴장 손실량	983.96	1,190,520,083,203.00	-1.65	
계			3.31	
열차 하중	3,627.16	1,190,520,083,203.00	-6.09	O.K

콘크리트의 크리프에 따른 처짐

바닥판 타설 전

$$\delta_{cr1} = (3.0 - 2.2) \times (-5.82 + 17.57) \\ = 9.4 \text{ mm}$$

바닥판 타설 후

$$\delta_{cr2} = 2.2 \times (-5.82 + -3.14 + -3.65 + 15.92) \\ = 7.282 \text{ mm}$$

$$\text{활하중에 의한 허용처짐 } \delta_L = -L / 1,400 = -17.14 \text{ mm}$$

(5) 하중단계별 처짐 검토

(+ : 상향, - : 하향)

하중단계	내측거더(G2)	외측거더(G1)	외측거더(G2)
1. 프리스트레스 도입	17.57	17.57	17.57
2. PSC 빔 자중 작용시	11.75	11.75	11.75
3. 합성전 고정하중 작용시	8.64	8.36	8.61
4. 초기 크리프 발생시	18.04	17.76	18.01
5. 합성후 고정하중 작용시	14.46	14.18	14.36
6. 최종 크리프 발생시	21.39	21.11	21.64
7. 활하중 작용시	16.81	16.53	15.55

4.11 강선 신장량

(1) 강선 신장량 기준

강선 신장량

$$\Delta l = (P_j + P_i) / 2 \times L / (A_p \times E_p)$$

여기서, E_p = 강선의 탄성계수 (MPa) = 200,000.00 MPa

(2) 신장량 계산

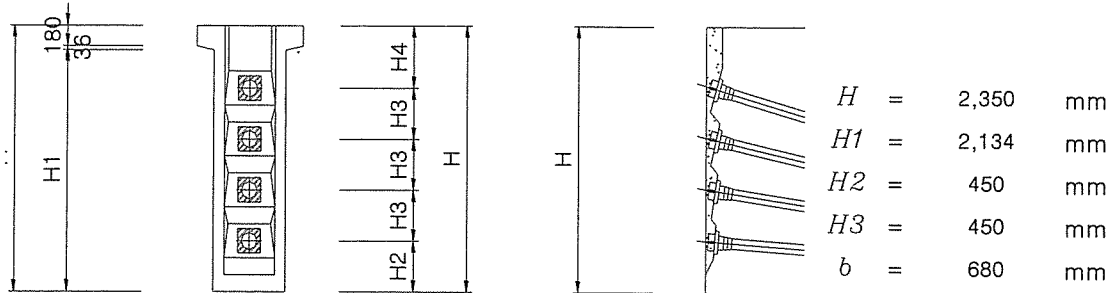
(양단긴장시)

강선	강선길이 L (mm)	강선단면적 A_p (mm ²)	긴장력 P_j (N)	초기손실 ΔP_i (N)	초기긴장력 P_i (N)	신장량 Δl (mm)	비 고
1	24,717.00	1,086.00	1,532,563.00	164,301.00	1,368,262.00	165.06	
2	24,781.00	1,086.00	1,532,563.00	188,823.00	1,343,740.00	164.08	
3	24,891.00	1,086.00	1,532,563.00	214,876.00	1,317,687.00	163.32	
4	24,999.00	1,086.00	1,532,563.00	231,731.00	1,300,832.00	163.06	

4.12 정착부 설계

(1) 설계조건

① 설계단면



강선 번호	높이 (mm)	Jacking Force P_j (N)	유효긴장력 P_e (N)	임사각 α (도)	수평분력 P_{hj} (N)	수직분력 P_{vj} (N)
1	450	1,532,560.00	1,186,596.18	4.02	1,528,789.35	107,439.64
2	900	1,532,560.00	1,162,074.30	8.15	1,517,081.64	217,263.58
3	1,350	1,532,560.00	1,136,021.16	12.22	1,497,835.36	324,390.79
4	1,800	1,532,560.00	1,119,166.44	15.08	1,479,784.01	398,722.27
합계					6,023,490.36	1,047,816.28

② 정착판 규격

- 정착판 규격 215 mm × 215 mm

- 쉬스관 직경 ϕ 65 mm

(2) 지압응력 검토

① 긴장재 정착 직후

- 허용지압응력

$$\begin{aligned}
 f_{ba} &= 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2 \right)} \leq 1.1 \times f_{ci} \\
 &= 0.7 \times 32.00 \times \sqrt{\left(\frac{202,500.00}{42,906.69} - 0.2 \right)} \\
 &= 47.62 \text{ MPa} > 1.1 \times 32.00 = 35.20 \text{ MPa} \\
 f_{ci} &: \text{프리스트레스 도입시의 압축강도} & 32.00 \text{ MPa} \\
 A_b' &: \text{정착판의 도심과 일치하는 정착판의 얇은꼴을 부재단부에 가장 크게 그렸을 때} \\
 &\quad \text{그 도형의 면적} & 450.00 \times 450.00 = 202,500.00 \text{ mm}^2 \\
 A_b &: \text{정착판의 면적} & 215.00 \times 215.00 = 46,225.00 \text{ mm}^2 \\
 A_e &: \text{정착판의 유효면적} & A_e = \sum \pi D_i^2 / 4 = 42,906.69 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- 실제로 작용하는 지압응력

$$\begin{aligned}
 f_{b1} &= P_j / A_e \\
 &= 1,532,560.00 / 42,906.69 = 35.72 \text{ MPa} > 35.20 \text{ MPa} \\
 &\quad \therefore \text{Spiral Bar 필요}
 \end{aligned}$$

- Spiral Bar의 지압응력

Spiral Bar의 축압(Lateral Confining Pressure)에 의한 응력

$$\begin{aligned}
 f_{spiral} &= A_{spiral} \times f_{sa} / (r_i \times p) \\
 &= 198.60 \times 180.00 / (140.00 \times 55.00) = 4.64 \text{ MPa} \\
 \text{여기서, } A_{spiral} &: \text{H 16 철근의 단면적} &= 198.60 \text{ mm}^2 \\
 f_{sa} &: \text{Spiral Bar 철근의 응력} &= 180.00 \text{ MPa} \\
 r_i &: \text{Spiral Bar 철근의 내측 반지름} &= 140.00 \text{ mm} \\
 p &: \text{Spiral Bar 철근의 간격} &= 55.00 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 총 지압 허용응력 : (Prestress Concrete Structures, Michael P.Collins, P.79~80 참조)

$$\begin{aligned}
 f_{bar-con} &= f_{ba} + 4.1 \times f_{con} \\
 &= 47.62 + 4.1 \times 4.64 \\
 &= 66.64 \text{ MPa} > \text{실제로 작용하는 지압응력} = 35.72 \text{ MPa} \\
 &\quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

② 프리스트레스 손실 발생후

- 허용지압응력

$$\begin{aligned}
 f_{api} &= 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b} \right)} \leq 0.9 \times f_{ck} \\
 &= 0.5 \times 40.00 \times \sqrt{202,500.00 / 42,906.69} \\
 &= 43.45 \text{ MPa} > 0.9 \times 40.00 = 36.00 \text{ MPa} \\
 f_{ck} &: \text{설계기준강도} \quad 40.00 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 실제로 작용하는 지압응력

$$\begin{aligned}
 f_{bt} &= P_t / A_e \\
 &= 1,186,596.18 / 42,906.69 = 27.66 \text{ MPa} < 36.00 \text{ MPa} \\
 &\therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

(3) 단부 정착부 보강 철근

① T_{burst} 에 대한 보강철근

- 수평방향 파열력 및 보강철근

$$R_j = 0.25 \times F_{j0} \times (1 - \alpha_j / b_j) \quad (\alpha_j: \text{정착구 일변길이}, b_j: \text{짧은 사각형 일변길이})$$

$$A_{bj} = R_j / (k_j \cdot f_{s,lim})$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$f_{s,lim} = 2/3 f_y = 200.00 \text{ MPa}$$

$$k_j = 1.0 \quad (\text{외측 PS강재})$$

$$1.5 \quad (\text{내측 PS강재})$$

강선 번호	정착구 $\alpha_j(\text{mm})$	분포폭 $b_j(\text{mm})$	수평파열력 $R_j \text{ (N)}$	필요철근량 $A_{bj} \text{ (mm}^2\text{)}$	사용 철근량 $A_{use} \text{ (mm}^2\text{)}$	비 고
1	215	450	199,591.94	997.96	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
2	215	450	198,063.44	660.21	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
3	215	450	195,550.73	651.84	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
4	215	450	193,194.02	965.97	D13 x 22 = 2,787.40	O.K

- 수직방향 파열력 및 보강철근

$$R_j = 0.25 \times F_{j0} \times (1 - \alpha_j / b_j) \quad (\alpha_j: \text{정착구 일변길이}, b_j: \text{짧은 사각형 일변길이})$$

$$A_{bj} = R_j / (k_j \cdot f_{s,lim})$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$f_{s,lim} = 2/3 f_y = 200.00 \text{ MPa}$$

$$k_j = 1.0 \quad (\text{외측 PS강재})$$

$$1.5 \quad (\text{내측 PS강재})$$

강선 번호	정착구 $\alpha_j(\text{mm})$	분포폭 $b_j(\text{mm})$	수직파열력 $R_j \text{ (N)}$	필요철근량 $A_{bj} \text{ (mm}^2\text{)}$	사용 철근량 $A_{use} \text{ (mm}^2\text{)}$	비 고
1	215	450	14,026.84	70.13	D13 x 5 = 633.50	O.K
2	215	450	28,364.97	94.55	D13 x 5 = 633.50	O.K
3	215	450	42,351.02	141.17	D13 x 5 = 633.50	O.K
4	215	450	52,055.41	260.28	D13 x 5 = 633.50	O.K

② T_{spall} 에 대한 보강철근

$$T_{spall} = 0.04 \times F_{j0} = 0.04 \times 1,532,560.00 = 61,302.40 \text{ N}$$

$$A_{s2} = T_{spall} / f_{s,lim}$$

$$= 61,302.40 / 200.00 = 306.51 \text{ mm}^2$$

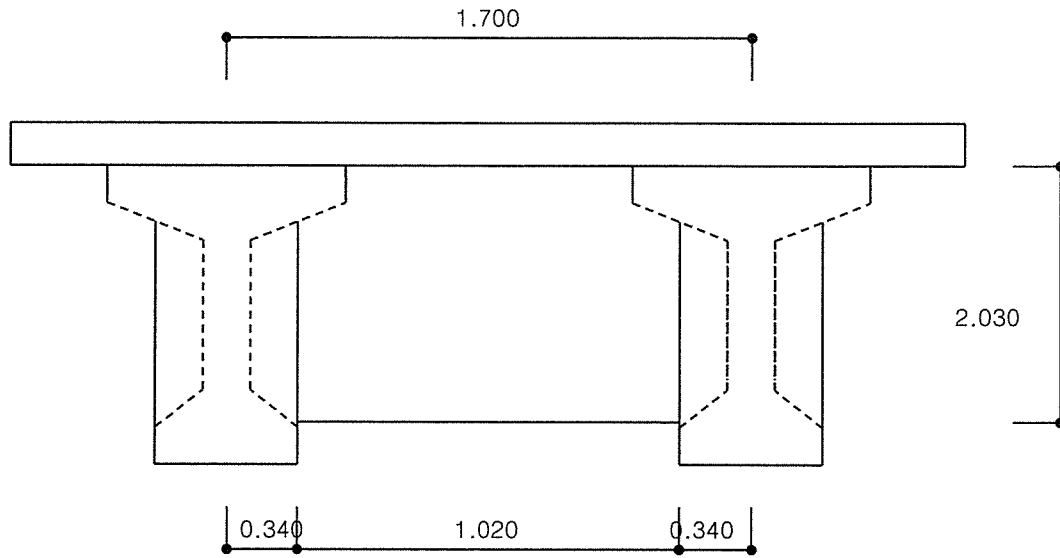
$$A_{use} = \text{D16} - 4 = 794.40 \times 4$$

$$= 3,177.60 \text{ mm}^2 > 306.51 \text{ mm}^2$$

∴ O.K

5. 가로보 설계

5.1 가로보 제원



가로보 길이	L_c	=	1.020	m	가로보 간격	L_i	=	12.000	m
가로보 높이	H_c	=	2.030	m	바닥판 두께	t_s	=	0.280	m
가로보 폭	B_c	=	0.300	m	도상 두께	t_a	=	0.565	m
궤도중량	P_{tr}	=	3.000	kN/m	방수 두께	t_a	=	0.000	m
하중분포폭	L_s	=	3.428	m					

5.2 하중 산정

(1) 고정하중

① 슬래브	w_{sl}	=	0.280	x	12.000	x	24.500	=	82.320	kN/m
② 가로보 자중	w_{cr}	=	2.030	x	0.300	x	24.500	=	14.921	kN/m
							w_{d1}	=	97.241	kN/m
③ 궤도	w_{tr}	=	3.000	/	3.428	x	12.000	=	10.503	kN/m
④ 도상	w_{ba}	=	0.565	x	12.000	x	19.000	=	128.820	kN/m
							w_{d2}	=	139.323	kN/m

(2) 활하중

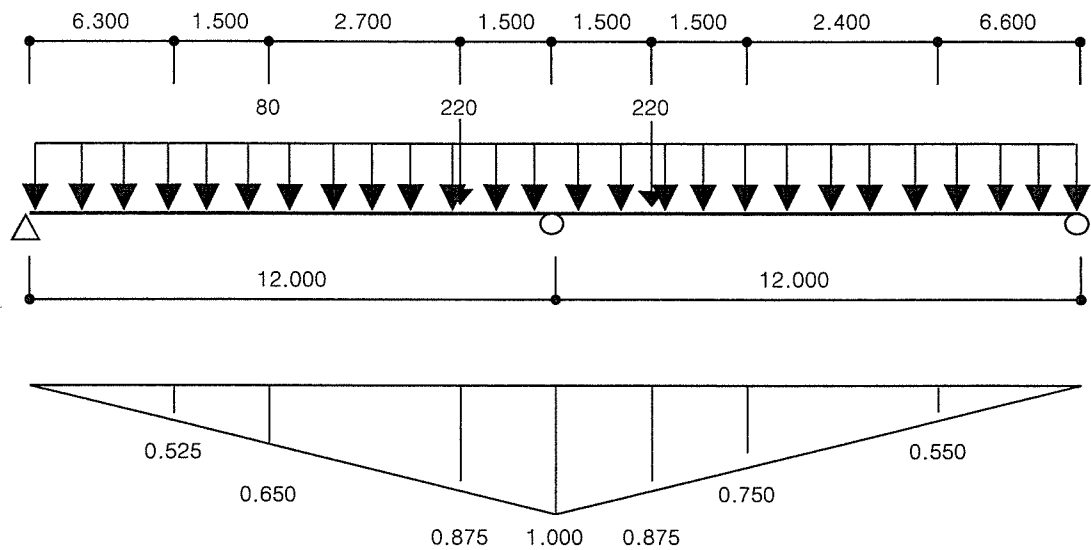
① 충격계수

$$4 \text{ m} < l \leq 39 \text{ m}$$

$$i = 125 / \sqrt{l} = 125 / \sqrt{12.000} = 36.950 \%$$

$$= 0.370$$

② KL2012하중



$$P_L = 220.00 \times 0.875 + 220.00 \times 0.875 = 385.00 \text{ kN}$$

$$P_{Ll} = 80.00 \times 12.000 \times 0.50 \times 2 = 960.00 \text{ kN}$$

$$w_{li} = (385.00 + 960.00) \times 1.37 / 3.43 = 537.61 \text{ kN/m}$$

5.3 단면력 계산

하중 단계	전단력 (kN)	모멘트 (kN · m)	비 고
합성전 고정하중(D1)	49.593	12.646	
합성후 고정하중(D2)	71.055	18.119	
합 계 (DL)	120.648	30.765	
열 차 하 중 (L)	274.181	69.916	

5.4 하중 조합

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1.35 \times M_d + 1.85 \times M_L \\
 &= 1.35 \times 30.765 + 1.85 \times 69.916 = 170.88 \text{ kN-m} \\
 &= 1.6 \times M_d + 1.6 \times M_L \\
 &= 1.6 \times 30.765 + 1.6 \times 69.916 = 161.09 \text{ kN-m} \\
 V_u &= 1.35 \times S_d + 1.85 \times S_L \\
 &= 1.35 \times 120.648 + 1.85 \times 274.181 = 670.11 \text{ kN} \\
 &= 1.6 \times S_d + 1.6 \times S_L \\
 &= 1.6 \times 120.648 + 1.6 \times 274.181 = 631.73 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.5 휨 설계

(1) 설계 조건

계수 하중 모멘트	M_u	=	170,880,000.00	N-mm
계수 하중 전단력	M_u	=	670,110.00	N
콘크리트 설계기준 강도	f_{ck}	=	30.00	MPa
철근 항복 강도	f_y	=	300.00	MPa
휨강도 감소 계수	Φ_b	=	0.90	
전단 강도 감소 계수	Φ_v	=	0.85	
	k_f	=	0.85	
가로보 폭	b_c	=	300.00	mm
단면 높이	h_c	=	2,030.00	mm
유효 높이	d	=	1,950.00	mm
피복 두께	d_c	=	80.00	mm

(2) 필요 철근량 산정

$$\alpha = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0392 \quad A_s$$

$$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - \alpha / 2) \quad \text{이므로,}$$

$$6.00 \quad A_s^2 - 585,000.00 \quad A_s + 189,866,667.00 = 0$$

필요 철근량	A_s	=	325.65	mm ²
단면 철근비	ρ	=	$A_s / (b \times d)$	= 0.00056
최대 철근비	ρ_{max}	=	$0.75 \times 0.85 \times k_f \times f_{ck} / f_y \times 600 / (600 + f_y)$	= 0.03613
최소 철근비	ρ_{min1}	=	$\max (1.4 / f_y , 0.25 \times \sqrt{(f_{ck}) / f_y})$	= 0.00467
단면 철근비	ρ_{min2}	=	$4/3 \times A_s / (b \times d)$	= 0.00074
최소 철근량	A_{s_min}	=	$\min (\rho_{min1} , \rho_{min2}) \times b \times d$	= 432.90 mm ²

(3) 사용 철근량 $A_{s_use} = \text{H25} @ 2 = 1,013.40 \text{ mm}^2$

(4) 철근비 검토 $\rho_{use} = A_{s_use} / (b \times d) = 0.00173$
 $\therefore \text{O.K}$

(5) 휨강도 검토

$$\alpha = f_y \times A_{s_use} / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.74 \text{ mm}$$

$$\Phi_b \cdot M_n = \Phi_b \times [A_s \times f_y \times (d - \alpha / 2)]$$

$$= 528,118,310.34 \text{ N-m} > M_u = 170,880,000.00 \text{ N-m}$$

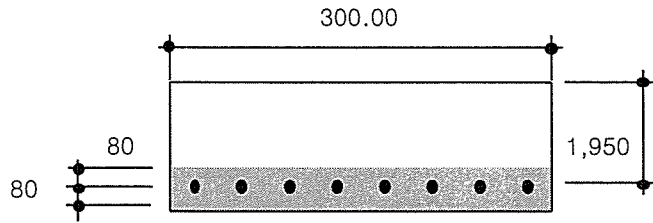
$$\therefore \text{O.K}$$

(6) 힘철근 간격 검토

[철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$$M_{max} = M_d + M_l = 100.681 \text{ kN-m}$$



- 중립축 및 작용응력 계산

$$n = E_s / E_c = 7.26$$

$$\rho = A_s / (b \times d) = 1013.40 / (300.00 \times 1950.00) = 0.00173$$

$$n \rho = n \times \rho = 7.26 \times 0.00173 = 0.01256$$

$$k = -n \rho + \sqrt{(n \rho)^2 + 2 n \rho} = 0.146$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.146 / 3 = 0.951$$

$$\begin{aligned} f_s &= M_o / (\rho \times j \times b \times d^2) \\ &= 100,681,000.00 / (0.00173 \times 0.951 \times 300.00 \times 1950.00^2) \\ &= 53.65 \text{ MPa} < f_{sa} = 150.00 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 힘철근 간격 검토

$$\begin{aligned} \text{최외단 피복두께 } c &= d_c - (\text{주철근직경}) / 2 \\ &= 80.00 - 25.00 / 2 = 67.500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{힘철근 최대간격 } s_a &= \text{Min} [375 (210/f_s) - 2.5c \quad 300 (210/f_s)] \\ &= \text{Min} [1299.097, 1174.278] = 1174.278 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\therefore s = 180.000 \text{ mm} < s_a = 1174.278 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

5.6 전단 설계

$$L_c / d = 1,020 / 1,950 = 0.5 < 5 \quad \therefore \text{DEEP BEAM 설계}$$

(1) V_c 계산 (콘크리트가 부담하는 전단강도)

$$\begin{aligned} V_c &= 1 / 6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 534,029.49 \text{ N} \\ \Phi V_c &= 0.85 \times V_c = 453,925.07 \text{ N} < V_u = 670,110.00 \text{ N} \end{aligned}$$

$\therefore$ 전단설계

(2) 전단철근량 산정

① 수직철근량

$$\begin{aligned} \text{수직철근의 최대간격 : } & \quad \text{i) } 400\text{mm 이하} = 400 \text{ mm} \\ & \quad \text{ii) } d / 5 \text{ 이하} = 390 \text{ mm} \\ & \quad \therefore = 390 \text{ mm} > s_v = 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$\therefore$ O.K

$$\begin{aligned} A_{v_min} &= 0.0025 \times b \times s_v = 150.0 \text{ mm}^2 \\ A_{v_use} &= 2 - \text{D } 16 @ 200 = 2 \times 198.60 \\ &= 397.20 \text{ mm}^2 > 150.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$\therefore$ O.K

② 수평철근량

$$\begin{aligned} \text{수평철근의 최대간격 : } & \quad \text{i) } 400\text{mm 이하} = 400 \text{ mm} \\ & \quad \text{ii) } d / 5 \text{ 이하} = 390 \text{ mm} \\ & \quad \therefore = 390 \text{ mm} > s_v = 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

$\therefore$ O.K

$$\begin{aligned} A_{v_min} &= 0.0015 \times b \times s_v = 112.5 \text{ mm}^2 \\ A_{v_use} &= 2 - \text{D } 16 @ 250 = 2 \times 198.60 \\ &= 397.2 \text{ mm}^2 > 112.50 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$\therefore$ O.K

③ 전단철근량 검토

$$\begin{aligned} (1 + L_c/d) / 12 \times A_v / s_v + (11 - L_c/d) / 12 \times A_h / s_h \\ &= 0.127 A_v / s_v + 0.873 A_h / s_h = 1.639 \\ (V_u - \Phi V_c) / (\Phi \times f_y \times d) &= 0.435 < 1.639 \end{aligned}$$

$\therefore$ O.K

5.7 가로보 용접 검토

(1) 가로보 주철근

1. 철근의 허용 인장 응력도

(MPa)		
구 분	인장 응력 (Fca)	전단 응력 (Va)
SD 300	150	100

- 사용철근

(mm)		
구 분	단면적	지름
H 25	506.70	25.40

2. 용접의 폭

(mm)							
구 분	D 13	D 16	D 19	D 22	D 25	D 29	D 32
폭	6.500	8.000	9.500	11.000	12.500	14.500	16.000

3. 단면



4. 용접길이 계산 ("철근 플레어 용접이음 설계시공지침(일본)", 재단법인 철도종합기술연구소)

$$\begin{aligned}
 \ell &= \frac{A_s}{a} \times \frac{F_{ta}}{V_a} + 2 S \\
 &= \frac{506.7}{6.91} \times \frac{150}{100} + 2 \times 12.50 \\
 &= 135.056 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

A_s : 철근의 공칭 단면적
 F_{ta} : 철근의 인장허용응력
 V : 철근의 전단허용응력
 a : $0.390 D - 3.0$
 $= 0.390 \times 25.4 - 3.00$
 $= 6.906$

5. 용접의 최소길이는 직경의 10배 이상이어야 한다

$$\begin{aligned}
 \ell' &= 25.40 \times 10 = 254.000 \text{ mm} \\
 \ell &= 135.056 < 254.000 \text{ 이므로 } 254.000 \text{ 사용}
 \end{aligned}$$

6. 양면 용접이므로

$$L = 254.000 / 2 = 127.000 \text{ mm} \approx 130.000 \text{ mm} \text{ 를 적용함}$$

(2) 가로보 수평철근

1. 철근의 허용 인장 응력도

(MPa)		
구 분	인장 응력 (Fca)	전단 응력 (Va)
SD 300	150	80

- 사용철근

(mm)		
구 분	단면적	지름
D 16	198.60	15.90

2. 용접의 폭

(mm)							
구 분	D 13	D 16	D 19	D 22	D 25	D 29	D 32
폭	6.500	8.000	9.500	11.000	12.500	14.500	16.000

3. 단 면



4. 용접길이 계산 ("철근 플레어 용접이음 설계시공지침(일본)", 재단법인 철도종합기술연구소)

$$\begin{aligned}
 \ell &= \frac{A_s \times F_{ta}}{a \times V_a} + 2 S \\
 &= \frac{198.6}{3.20} = \frac{150}{80} + 2 \times 8.00 \\
 &= 132.331 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

A_s : 철근의 공칭 단면적
 F_{ta} : 철근의 인장허용응력
 V : 철근의 전단허용응력
 a : $0.390 D - 3.0$
 $= 0.390 \times 15.9 - 3.00$
 $= 3.201$

5. 용접의 최소길이는 직경의 10배 이상이어야 한다

$$\begin{aligned}
 \ell' &= 15.90 \times 10 = 159.000 \text{ mm} \\
 \ell &= 132.331 < 159.000 \text{ 이므로 } 159.000 \text{ 사용}
 \end{aligned}$$

6. 양면 용접이므로,

$$L = 159.000 / 2 = 79.500 \text{ mm} \approx 80.000 \text{ mm} \text{ 를 적용함}$$

6. 신축이음 설계

6.1 신축량 계산

(1) 온도변화에 의한 신축량

- 온도변화 (ΔT) = 40 °C
- 선팽창계수 (α) = 0.00001
- 신축거더 길이 (L) = 24.0 m

$$\begin{aligned}\Delta L_t &= \Delta T \times \alpha \times L \\ &= 40 \times 0.00001 \times 24.0 \\ &= 0.009600 \text{ m} = 9.600 \text{ mm}\end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 신축량

- 건조수축 및 크리프의 저감계수 (β)

콘크리트의 재령(월)	0.25	0.5	1	3	6	12	24
건조수축, 크리프의 저감계수(β)	0.8	0.7	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

- 건조수축 변형률은 온도변화 -20 °C의 온도변형과 같다.

$$\begin{aligned}\Delta L_{sh} &= 20 \times \alpha \times \beta \times L \\ &= 20 \times 0.00001 \times 0.5 \times 24.0 \\ &= 0.002400 \text{ m} = 2.400 \text{ mm}\end{aligned}$$

(3) 크리프에 의한 신축량

- 콘크리트의 크리프 계수 (ϕ) = 2.2

$$\begin{aligned}\Delta L_c &= \frac{P_i}{E_c A_c} \times \phi \times L \times \beta \\ &= \frac{14725.2}{27,537 \times 4073137.1} \times 2.2 \times 24.0 \times 0.5 \\ &= 0.000003 \text{ m} = 0.003 \text{ mm}\end{aligned}$$

(4) 신축여유량

신축장 100m 미만일 경우

$$\begin{aligned}& (\Delta L_t + \Delta L_{sh} + \Delta L_c) \times 20.0 \% + 10.0 \\ &= (9.600 + 2.400 + 0.003) \times 20.0 \% + 10.0 \\ &= 12.401 \text{ mm}\end{aligned}$$

(5) 총 신축량

$$\begin{aligned}\Delta L_1 &= 9.600 + 2.400 + 0.003 + 12.401 \\ &= 24.404 \text{ mm}\end{aligned}$$

6.2 가동받침의 가동량 계산

가동받침의 가동량은 고정받침으로부터의 거리 1m당 1.5mm 이상으로 하는 것을 표준으로 함.

$$\begin{aligned}\Delta L_2 &= 1.5 \text{ mm/m} \times 24.0 \text{ m} \\ &= 36.000 \text{ mm}\end{aligned}$$

6.3 신축이음장치 선정

$$\begin{aligned}\text{설계신축량} &= \text{Max} (24.404 , 36.000) \\ &= 36.000 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{적용 신축이음장치 NO.} \quad 50 \quad > \quad 36.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

